

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS

Departamento de Matemática Aplicada y Métodos Informáticos

Un modelo de deformabilidad para suelos no saturados

TESIS DOCTORAL

JUAN ROBLES SANTAMARTA

Licenciado en Ciencias Matemáticas

DIRECTOR

FRANCISCO JAVIER ELORZA TENREIRO

Doctor Ingeniero de Minas

2001

"[Hilbert] was a most concrete, intuitive mathematician who invented, and very consciously used, a principle; namely, if you want to solve a problem, first strip the problem of everything that is not essential. Simplify it, specialize it as much as you can without sacrificing its core. Thus it becomes simple, as simple as it can be made, without losing any of its punch and then you solve it. The generalization is a triviality which you don't have to pay too much attention to."

R. Courant. "Reminiscences from Hilbert's Göttingen". The Mathematical Intelligencer 3, 161 (1981).

Resumen

Presentamos en este trabajo un modelo constitutivo elastoplástico que describe el comportamiento deformacional y los estados de rotura de los suelos no saturados, para cualquier trayectoria tensional. El modelo está formulado como un modelo de estado crítico, en el marco de la teoría de plasticidad rigidizable; utilizando tres variables de estado: tensión neta (p), succión (s) y tensión desviadora (q). Dicho modelo, dependiendo de si el estado tensional considerado es isótropo o triaxial, está formado por los dos modelos que se describen a continuación.

Modelo para estados tensionales isótropos (e.e. $q = 0$). Describe el comportamiento deformacional de los suelos no saturados, para cualquier trayectoria tensional. Mide el cambio del volumen específico (v) producido por recorridos tensionales donde la tensión neta o la succión son constantes.

La principal característica de su formulación reside en su construcción, y puede establecerse de la siguiente forma:

Consideramos el problema global del comportamiento deformacional de los suelos no saturados subdividido en tres modelos: modelo de rigidez, modelo de preconsolidación estático y modelo de preconsolidación dinámico.

- El **modelo de rigidez** es una extensión de los correspondientes casos de los ejes axiales: línea de consolidación normal y líneas de descarga-carga. Dicha extensión utiliza un **principio de tensiones** ($\sigma' = p + s$), clave en el desarrollo de este trabajo. Este principio permite establecer una relación entre la variable (σ' tensión efectiva de Terzaghi) que determina el comportamiento deformacional de los suelos para el caso saturado, y la correspondiente para el caso no saturado. Dicho modelo queda determinado por cinco ecuaciones en derivadas parciales de primer orden.

- El **modelo de preconsolidación estático** o superficie de fluencia inicial, determina la posición y forma del nivel de preconsolidación del suelo, justo antes de iniciar el recorrido tensional. La superficie de fluencia inicial se obtiene a partir de tests experimentales realizados en laboratorio.

- El **modelo de preconsolidación dinámico** determina la forma, pendiente y movimiento de las superficies de fluencia, o lugar tensional donde el comportamiento deformacional del suelo pasa de ser elástico (recuperable) a elastoplástico (irrecuperable en su mayor parte). Viene determinado por una "medida" de deformación plástica. Además, con dicha "medida" obtenemos,

por un lado, los lugares tensionales del plano (p, s) donde las deformaciones plásticas son idénticas, o líneas de isoplasticidad, y por otro, completamos el modelo de rigidez para un nuevo tipo de descarga plástica.

Modelo para estados tensionales triaxiales (e.e. $q \neq 0$). Estudia los estados tensionales de rotura del suelo, para cualquier trayectoria en el espacio $(p : q : s)$. Este **modelo constitutivo** se construye a partir de los siguientes criterios:

- Utiliza como ley constitutiva de referencia para el caso saturado, una versión del modelo de Cam-clay modificado (e.e. $s = 0$) (Roscoe & Burland (68)).
- Utiliza como superficies de fluencia para el estado tensional isótropo, el modelo de deformabilidad (e.e. $q = 0$).
- Realiza una extensión del caso saturado al no saturado, basada en el principio de tensiones anterior.

Del modelo constitutivo presentamos los siguientes elementos:

- La superficie de estado frontera en el espacio $(v : p : q : s)$.
- La línea de estado crítico en los espacios $(p : q : s)$ y $(v : p : s)$.
- Un parámetro alfa (α) que "mide" la evolución de los fenómenos dinámicos de las distintas componentes del comportamiento del suelo no saturado -rigidez, preconsolidación y estado de rotura-, estableciendo una relación entre ellos.

Por último, se comparan las predicciones del modelo constitutivo presentado con:

- Datos experimentales obtenidos en laboratorio: Josa (88), Josa et al. (92) y Hoyos (98).
- Las predicciones de los modelos constitutivos más ampliamente extendidos y validados: Alonso et al. (90) y Wheeler et al. (95).

Abstract

We present an elasto-plastic constitutive model for describing the volumetric behaviour -or specific volume (v)- and shear states of unsaturated soils, for any stress path. The model is formulated, as a critical state model, within the framework of hardening plasticity theory and using three stress variables: net mean stress (p), suction (s) and deviatoric stress (q). This model is compounded by an isotropic stress model and a triaxial stress model, which are describing as follows.

Model for isotropic stress states (i.e. $q = 0$). It describes the volumetric behaviour of unsaturated soils, for any stress path. It measures the specific volume change produced by stress paths where net stress or suction are constants. The main characteristics of the formulation reside in its construction, and can be stated as follows:

We consider the global problem of the volumetric behaviour of the unsaturated soils divided into three models: stiffness model, static preconsolidation model and dynamic preconsolidation model.

- The *stiffness model* is an extension of the virgin and unloading-reloading paths of stress axes cases. Such extension uses a stress principle ($\sigma' = p + s$) which is fundamental in our work. This principle allows us to state a relationship between the variable σ' (effective stress of Terzaghi) determining the volumetric behaviour of the soils in the saturated case and the corresponding variable in the unsaturated case. The model is determined by five first order partial differential equations.

- The *static preconsolidation model* or initial yield surface, deals with the position and shape of the preconsolidation level of the soil, just before the stress path starts. This initial yield surface is determined from experimental tests.

- The *dynamic preconsolidation model* determines the shape and movement of the yield surfaces. It is followed by a "measure" of plastic deformation, which allows us to get stress states with the same plastic deformation in the (p, s) plane, or isoplasticity lines. Furthermore, we complete the stiffness model presented above, with a new plastic unload.

Model for triaxial stress states (i.e. $q \neq 0$). It deals with shear states of unsaturated soils, for any stress path in the (p, q, s) space. This constitutive model is formulated starting from the following approaches:

- It uses as reference constitutive law of the saturated model (i.e. $s = 0$), a version of the modified Cam-clay model (Roscoe & Burland (68)).
- It uses as yield surfaces of the isotropic stress state, the preconsolidation model (i.e. $q = 0$).
- It uses an extension of the saturated case to the non saturated, based on the stress principle above.

From the constitutive model we study the followings elements:

- The state boundary surface in the space $(v : p : q : s)$.
- The critical state line in the spaces $(p : q : s)$ and $(v : p : s)$.
- A new parameter (α), measuring the evolution of the different components of the unsaturated soils behaviour: stiffness, preconsolidation and critical state. Besides it states a relation between them.

Finally, the predictions obtained with the above presented model are compared with:

- Experimental data obtained in laboratory: Josa (88), Josa et al. (92) and Hoyos (98).
- Predictions obtained with the more largely used and validated constitutive models: Alonso et al. (90) and Wheeler et al. (95).

INDICE POR CAPITULOS

Capítulo		Pág.
1	Introducción. Estado del arte.	10
2	Presentación general del modelo constitutivo.	45
3	Formulación del modelo de rigidez.	55
4	Comprobación del modelo de rigidez.	64
5	Modelo de preconsolidación.	72
6	Formulación del modelo de deformabilidad.	98
7	Comprobación del modelo de deformabilidad.	111
8	Modelo de constitutivo.	115
9	Evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado (parámetro alfa).	134
10	Comprobación del modelo constitutivo.	146
11	Resultados, conclusiones y líneas futuras de investigación.	168
Referencias		173
Apéndice	Resumen de la formulación del modelo constitutivo.	183

INDICE GENERAL

1. Introducción. Estado del arte.
 - 1.1. Introducción.
 - 1.2. Objetivos.
 - 1.3. Contenido.
 - 1.4. Comportamiento de los suelos no saturados. Estado del arte.
 - 1.4.1. Introducción. Fases y estado tensional del suelo no saturado.
 - 1.4.2. Colapso e hinchamiento.
 - 1.4.3. Variables tensionales.
 - 1.4.4. Comportamiento deformacional.
 - 1.4.5. Modelos constitutivos de estado crítico.
 - 1.4.5.1. Modelo constitutivo de Alonso et al. (90).
 - 1.4.5.1.1. Formulación del modelo para el estado tensional isótropo.
 - 1.4.5.1.2. Formulación del modelo para el estado tensional triaxial.
 - 1.4.5.2. Modelo constitutivo de Wheeler et al. (95).
 - 1.4.5.2.1. Hiperlíneas de compresión normal.
 - 1.4.5.2.2. Hiperlíneas de estado crítico e hipersuperficie de estado frontera.
2. Presentación general del modelo constitutivo.
 - 2.1. Situación general.
 - 2.2. Estructura y presentación.
 - 2.3. Variables, notación y relaciones básicas de modelos constitutivos de mecánica de suelos.
3. Formulación del modelo de rigidez.
 - 3.1. Presentación.
 - 3.2. Formulación.
 - 3.2.1. Rigidez para cargas de tensión neta a succión constante.
 - 3.2.2. Rigidez para cargas de succión a tensión neta constante.
 - 3.2.3. Expresión diferencial del modelo de rigidez.
 - 3.2.4. Expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas.
4. Comprobación del modelo de rigidez.

4.1. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.

4.2. Tests propuestos.

5. Modelo de preconsolidación.

5.1. Introducción: Construcción de la superficie de fluencia de Alonso et al. (90) a partir del modelo de rigidez.

5.1.1. Presentación.

5.1.2. Formulación.

5.1.2.1. Camino de carga de tensión neta y descarga de succión.

5.1.2.2. Camino de carga de tensión neta y succión constante.

5.1.2.3. Camino de descarga de tensión neta y carga de succión.

5.1.2.4. Acoplamiento gráfico de las dos superficies de fluencia.

5.1.3. Resultados.

5.2. Presentación: Construcción de la superficie de fluencia.

5.2.1. Superficie de fluencia inicial.

5.2.2. Fenómenos deformacionales mas relevantes.

5.2.3. Superficie de fluencia dinámica.

5.3. Formulación: Condiciones de fluencia.

5.3.1. Condición de fluencia de acoplamiento.

5.3.2. Condición de fluencia de movimiento o apoyo.

5.3.3. Condición de fluencia de colapso.

5.4. Formulación: Modelo de preconsolidación.

5.5. Comportamiento cualitativo: Líneas de isoplasticidad.

6. Formulación del modelo de deformabilidad.

6.1. Formulación: Modelo de rigidez preconsolidado.

6.1.1. Expresión diferencial.

6.1.2. Deformación volumétrica.

6.2. Comportamiento cualitativo: Independencia del camino tensional para recorridos monótonos de cargas de tensión neta y descargas de succión.

6.3. Límite de colapso.

6.3.1. Determinación analítica.

6.3.2. Cálculo.

7. Comprobación del modelo de deformabilidad.

7.1. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.

8. Modelo constitutivo.

8.1. Presentación.

- 8.2. Superficies de fluencia en el espacio tensional (p:q:s) (p=tensión neta, q=tensión desviadora y s=succión).
 - 8.2.1. Introducción: Construcción de la superficie de fluencia de Alonso et al. (90) a partir del modelo de deformabilidad.
 - 8.2.2. Construcción de la superficie de fluencia.
- 8.3. Líneas de estado crítico.
 - 8.3.1. Líneas de estado crítico en el espacio tensional (p:q:s).
 - 8.3.2. Líneas de estado crítico en el espacio (v:p:s) (v=volumen específico).
- 8.4. Modelo constitutivo en el espacio (v:p:q:s).

9. Evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado (parámetro alfa).

- 9.1. Presentación.
- 9.2. Formulación.
 - 9.2.1. Modelo de rigidez: velocidad de rigidización del suelo.
 - 9.2.2. Modelo de preconsolidación.
 - 9.2.3. Modelo de deformabilidad.
 - 9.2.4. Modelo constitutivo: variación de la cohesión.

10. Comprobación del modelo constitutivo.

- 10.1. Presentación.
- 10.2. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.
 - 10.2.1. Estado tensional isótropo: Modelo de deformabilidad.
 - 10.2.2. Estado tensional triaxial: Modelo constitutivo de estado crítico.
 - 10.2.2.1. Líneas de estado crítico en el espacio (p:q:s).
 - 10.2.2.2. Líneas de estado crítico en el espacio (v:p:s).

11. Resultados, conclusiones y líneas futuras de investigación.

- 11.1. Resultados y conclusiones.
- 11.2. Líneas futuras de investigación.

Referencias.

Apéndice: Resumen de la formulación del modelo constitutivo.

1. Introducción. Estado del arte.

1.1. Introducción.

La mecánica de suelos clásica se ha desarrollado haciendo énfasis en un tipo de suelos: los suelos saturados. Sin embargo, en la práctica geotécnica se encuentran numerosos materiales cuyo comportamiento no responde a los conceptos y principios de esta mecánica. El grupo más importante de esos materiales lo constituyen aquellos que presentan más de dos fases en su composición, ésto es, los suelos no saturados. Como consecuencia de la frecuencia con se presentan estos suelos en la naturaleza, aparecen muchos problemas de diseño y análisis geotécnico donde el comportamiento mecánico de los suelos no saturados es fundamental.

Fredlund & Morgenstern (77), entre otros autores, utilizan como variables de estado, del comportamiento deformacional y de estados de rotura de los suelos no saturados, la tensión neta, que viene dada por el exceso de tensión total sobre la presión del poro de aire, y la succión.

En mecánica de suelos saturados están bien establecidos los comportamientos del cambio de volumen y fuerza de corte, existiendo modelos constitutivos generales basados en la teoría de estado crítico. Sin embargo, para el caso de los suelos no saturados, el desarrollo es mucho más reciente. Alonso, Gens & Hight (87), Alonso, Gens & Josa (90) y Josa, Balmaceda, Gens & Alonso (92) proponen el primer modelo constitutivo elasto-plástico generalizado, dentro del marco de la plasticidad rigidizable, utilizando como variables de estado en el caso isótropo la tensión neta y la succión, que establece las bases fundamentales tanto del comportamiento deformacional y de rotura de los suelos no saturados, como del desarrollo de modelos constitutivos de suelos no saturados.

Diversos nuevos desarrollos de modelos constitutivos se han llevado a cabo en los últimos años. De los cuales como característica diferenciadora podemos destacar que mientras Wheeler & Sivakumar (95) y Cui, Delage & Sultan (95) han utilizado como variables de estado la tensión neta y la succión; Bolzon, Schrefler & Zienkiewicz (95) han considerado el grado de saturación del suelo como parte integrante de las variables tensionales del modelo.

1.2. Objetivos.

Los modelos constitutivos elastoplásticos para suelos no saturados suelen estar formulados utilizando expresiones analíticas de familias de funciones multiparamétricas. Cada uno de estas familias de funciones se podrían considerar como la solución general del problema de valor inicial o en la frontera, para cada una de las componentes del problema global de la deformabilidad y estados de rotura de los suelos no saturados: rigidez, preconsolidación y estado crítico. Con dichas expresiones analíticas se predice el comportamiento del suelo, describiendo para algunas componentes, como en el caso de la rigidez, solamente la parte dinámica del problema, mientras que para otras componentes, es el caso de preconsolidación y estado crítico, se describe tanto la parte dinámica del problema como su parte estática (superficie de fluencia inicial y estado de rotura del suelo inicial). Por último, dichas formulaciones se realizan de forma independiente para cada componente del problema global: unas expresiones analíticas para la rigidez del suelo, otras para la preconsolidación y otras para los estados de rotura; no quedando, geotécnica y analíticamente, suficientemente bien establecida la relación existente entre unas y otras componentes del problema. Wheeler et al. (95) asume una equivalencia entre los problemas de rigidez y preconsolidación, pero sin obtener su relación analítica.

El objetivo fundamental de esta Tesis es la elaboración de un **modelo constitutivo elastoplástico básico** de comportamiento para suelos no saturados, que sea capaz de reproducir correctamente sus estados de deformación y rotura, para cualquier trayectoria tensional.

Para conseguir este fin, la estrategia utilizada es la opuesta de las seguidas hasta ahora, y consta de dos pasos que describen a continuación.

1. En primer lugar, se pretende obtener un modelo constitutivo básico que suponga únicamente un esquema o esqueleto del comportamiento cualitativo (o tendencia del comportamiento) de un suelo no saturado de referencia. Las características de construcción de este modelo son:

- Separar las distintas componentes del comportamiento deformacional y de estados de rotura del suelo, y modelarlas independientemente.
- Para cada una de las componentes, considerar separadamente la parte estática de la parte dinámica del fenómeno. Las condiciones iniciales correspondientes a la parte estática se obtendrán a partir de tests de laboratorio (una estrategia similar ha sido planteada por Wheeler et al. (95)). La parte dinámica se modelará a partir de ecuaciones en derivadas parciales, debido a la existencia de tres variables del problema (variables de estado deformacional y de rotura): tensión neta, succión y tensión desviadora; o bien a partir de expresiones incrementales.
- No incorporar parámetros con el objetivo de modelar el comportamiento del mayor número de tipos y/o características de suelos; sino utilizar

únicamente aquellos parámetros que permitan aclarar y establecer relaciones entre las distintas componentes del comportamiento.

- No utilizar ningún parámetro de referencia, ni mecanismos que dependan del recorrido tensional elegido.

Con este modelo básico de estructura sencilla, se pretende avanzar más en el conocimiento del comportamiento de los suelos no saturados, siendo los principales objetivos los siguientes:

i). Identificar los fenómenos fundamentales separándolos de aquellos que se pueden considerar mecánicamente como secundarios.

ii). Establecer, geotécnica y analíticamente, las relaciones existentes entre las distintas componentes del mismo fenómeno: rigidización del suelo, movimiento de las superficies de fluencia, posición tensional neta y magnitud del máximo de colapso, evolución de la cohesión, etc.

iii). Establecer los lugares tensionales, en el plano de tensiones de estado, donde el desarrollo plástico del suelo sea idéntico.

iv). Establecer una sistemática para modelar diferentes fenómenos, diferentes tipos de suelos, etc.

v). Poder establecer y resolver numéricamente problemas geotécnicos reales de valor en la frontera.

2. En segundo lugar, una vez validado con suficientes datos experimentales, este modelo básico deberá ser 'completado' con todos los parámetros necesarios para que sea capaz de reproducir el mayor número de fenómenos del mayor número de tipos de suelos. Dicha 'compleción' podría entonces llevarse a cabo, al estar determinadas las relaciones entre las tres componentes, utilizando parámetros globales, que sirvan y tengan significado geotécnico en las tres componentes del problema deformacional y de estado de rotura de los suelos no saturados: rigidez, preconsolidación y estado de rotura.

1.3. Contenido.

La presentación del trabajo desarrollado se ha organizado en 11 Capítulos, Referencias y Apéndice, como se indica a continuación.

En el capítulo primero se presenta una introducción del problema. Se plantean los objetivos del trabajo, reflejando las diferentes estrategias frente

a otros modelos constitutivos existentes. Se presenta brevemente el contenido de esta trabajo, y por último, se incluye una breve descripción del estado del conocimiento en el campo de los suelos no saturados.

En el capítulo segundo se hace una presentación general del modelo constitutivo que se propone. Se relacionan los tipos de suelos para los cuales es aplicable el modelo, las variables y notación utilizadas, así como la estructura y las estrategias utilizadas en la formulación del modelo. Se presentan las relaciones básicas de los modelos constitutivos de estado crítico de la mecánica de suelos saturados utilizadas en este trabajo.

En el capítulo tercero se formula la primera componente del problema global de deformabilidad y rotura del suelo no saturado: la rigidización del suelo, denominado modelo de rigidez. Se presentan las ecuaciones en derivadas parciales que modelan su parte dinámica, en el espacio $(v : p : s)$, así como las expresiones de las deformaciones volumétricas que lo conforman.

En el capítulo cuarto se realiza la comprobación del modelo de rigidez planteado con datos experimentales realizados y publicados por Josa (88) y Alonso et al. (90), y se proponen nuevos tests de verificación.

En el capítulo quinto se dedica a la segunda componente del problema global de deformabilidad y rotura del suelo no saturado, la preconsolidación del suelo, denominado modelo de preconsolidación. En primer lugar, se construye la superficie de fluencia de Alonso et al.(90) a partir del modelo de rigidez planteado. A continuación, partiendo de tres fenómenos básicos del comportamiento de los suelos no saturados y del modelo de rigidez, se obtienen las superficies de fluencia o líneas de isoplaticidad en el espacio $(p : s)$.

En el capítulo sexto se formula el modelo de deformabilidad en el espacio $(v : p : s)$, como la unión del modelo de preconsolidación y el de rigidez; éste último completado con un nuevo tipo de descarga plástica. Se estudia su comportamiento cualitativo y cuantitativo. Como consecuencia del primero se obtiene que el modelo verifica un nuevo fenómeno de los suelos no saturados; y como resultado del segundo se obtiene el límite de colapso.

En el capítulo séptimo se realiza la comprobación del modelo de deformabilidad con datos experimentales realizados y publicados por Josa (88) y Alonso et al. (90).

En el capítulo octavo se dedica a la tercera componente del problema global de deformabilidad y rotura del suelo no saturado, el estado de rotura, denominado modelo constitutivo de estado crítico. A partir del modelo de deformabilidad, utilizando como ley de referencia para el caso saturado una versión del modelo de Cam-clay modificado y un principio de tensiones, se construyen: la superficie de fluencia en el espacio $(p : q : s)$, la línea de estado crítico en el

espacio $(p : q : s)$, la línea de estado crítico en el espacio $(v : p : s)$ y se presentan gráficamente algunas secciones de la superficie de estado frontera en el espacio $(v : p : q : s)$.

En el capítulo noveno se presenta la evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado, que viene determinada por la incorporación de un nuevo parámetro alfa. En este capítulo se establecen las relaciones existentes entre las siguientes componentes del problema: velocidad de rigidización del suelo, movimiento de las superficies de fluencia, posición tensional neta y magnitud del límite de colapso y evolución de la cohesión.

En el capítulo décimo se realiza la comprobación del modelo constitutivo con datos experimentales realizados y publicados por Hoyos (98).

En el capítulo undécimo se recogen las principales conclusiones de este trabajo y se exponen las líneas futuras de investigación abiertas. A continuación se relacionan las Referencias utilizadas y, por último, en el Apéndice se presenta un resumen de la formulación del modelo constitutivo planteado.

1.4. Comportamiento de los suelos no saturados. Estado del arte.

En este apartado se presenta una revisión del estado del conocimiento de los temas más directamente relacionados con el trabajo desarrollado en esta Tesis. Se destacan aquellos aspectos relativos a la descripción de fenómenos y comportamiento de los suelos en estado no saturado, que han sido la base de dicho desarrollo.

Como primer comentario podemos indicar que, muchas de las gráficas que se exponen en este apartado, obtenidas todas ellas de referencias bibliográficas, muestran indicios de la principal característica del trabajo que aquí se presenta, que supone el hecho diferenciador más importante frente al resto de los modelos constitutivos existentes, y que se puede enunciar de la siguiente forma:

”el comportamiento deformacional de los suelos no saturados, es asintótico frente al correspondiente para el caso saturado”.

Presentamos a continuación una breve introducción relativa al suelo no saturado, una descripción de las fases que lo componen, el estado tensional en el que estudiaremos su comportamiento, para concluir con una descripción más detallada de los principales fenómenos característicos del comportamiento deformacional y del estado de rotura de los suelos no saturados.

Entre los diferentes estados del conocimiento, o referencias afines, que se han realizado sobre estos suelos, se pueden destacar, para el propósito que nos ocupa, los de Josa (88), Balmaceda (91), Fredlund (93), Gens (96) y Wheeler et al (96), que serán utilizados a lo largo de este apartado.

1.4.1. Introducción. Fases y estado tensional del suelo no saturado.

Consideramos el criterio tradicional de considerar el suelo en estado no saturado como un sistema en el que coexisten tres fases, sólida, líquida y gaseosa.

Las diferentes solicitaciones a las que se ve sometido un suelo así como la naturaleza y propiedades de sus fases componentes tendrán su reflejo en el estado tensional a escala microestructural.

De forma simplificada se pueden considerar las siguientes fuerzas en dicho estado tensional:

- En la fase sólida: la transmisión de fuerzas a través de las partículas, fuerzas normales y tangentes en los contactos entre ellas y fuerzas de atracción y repulsión (σ).
- En la fase líquida: la presión del poro de agua (u_w).
- En la fase gaseosa: la presión del poro de aire (u_a).

Se denomina succión (s) a la presión negativa de agua pura, referida a la presión intersticial de aire del suelo, a la que habría que someter al agua intersticial del suelo, a través de una membrana semipermeable, para estar en equilibrio con ella. Esta succión se puede considerar compuesta por:

$$s = s_m + s_o \quad (1.1)$$

Donde, la succión matricial (s_m) es la misma presión definida anteriormente, pero referida a agua con la misma composición que la intersticial en lugar de pura. La succión osmótica (s_o) es la presión negativa de agua pura a la que habría que someter a una masa de agua con la misma composición que la intersticial, para estar en equilibrio a través de una membrana semipermeable.

La succión está directamente relacionada con lo que se podría denominar como mayor o menor tendencia del suelo a absorber agua. Para un mismo índice de poros y en procesos monótonos, cuanto mayor o menor sea la humedad o el grado de saturación, menor o mayor será la succión. En laboratorio se podrá obtener esta curva mediante ensayos con succión controlada. Muchos autores han publicado estas curvas para multitud de tipos de suelos.

Diversos autores han estudiado experimentalmente el efecto que tiene cada uno de las componentes de la succión (osmótica y matricial) sobre el comportamiento del suelo. Si bien está mayoritariamente reconocida la influencia de la succión matricial sobre la respuesta deformacional y resistente al suelo; no existiendo evidencias claras referidas a la succión osmótica.

Fredlund (93) y Alonso et al. (87) consideran suficiente a la succión matricial para describir el comportamiento del suelo; y que el valor de dicha succión puede identificarse con el valor de $u_a - u_w$. Consecuentemente, durante el presente trabajo, utilizaremos la relación:

$$s = u_a - u_w \quad (1.2)$$

Los fenómenos más importantes del comportamiento de los suelos no saturados, son los relacionados con sus deformaciones volumétricas (deformabilidad) al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser positivas, en cuyo caso se trata de colapso, o bien negativas, en cuyo caso se trata de hinchamiento.

1.4.2. Colapso e hinchamiento.

Denominamos colapso al fenómeno según el cual se producen reducciones irreversibles de volumen debido a un aumento del grado de saturación del suelo, manteniendo constante el estado tensional exterior.

Un ejemplo de la magnitud que puede alcanzar el colapso, citado por Dudley (70), es el caso de los asentamientos producidos en canales de riego en el Valle de San Joaquín de California, que llegaron a ser de hasta 4,5 metros.

Determinados suelos (suelos expansivos) sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier disminución de deformación volumétrica, como por ejemplo la producida al reducir la tensión esférica, en nuestro caso se refiere expresamente al aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior. O lo que es lo mismo, colapso e hinchamiento, deformacionalmente son fenómenos opuestos: mientras que uno reduce el volumen del suelo, el otro lo aumenta, debido a un proceso de humedecimiento, manteniendo constante el estado tensional exterior. Además de ésta, existe otra diferencia fundamental entre ambos fenómenos: mientras que las deformaciones volumétricas del colapso son esencialmente irreversibles, las deformaciones volumétricas del hinchamiento son completamente recuperables.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo no saturado se humedece absorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Este aumento de volumen tiene una componente debida a la relajación de las tensiones intergranulares al aumentar el grado de saturación.

1.4.3. Variables tensionales.

Para conocer la situación de un suelo en un momento dado se deben obtener determinadas variables de él que controlen todas las relaciones tensión-deformación del suelo.

En el caso de los suelo saturados, el principio de tensiones efectivas, establecido por primera vez por Terzaghi en 1936, ha sido ampliamente utilizado. Dicho principio establece que las relaciones tensión-deformación del suelo saturado dependen exclusivamente del exceso de las tensiones totales sobre la presión intersticial del agua:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \cdot \delta_{ij} \quad (1.3)$$

siendo σ'_{ij} la tensión efectiva, σ_{ij} la tensión total, u_w la presión intersticial del agua y δ_{ij} la delta de Kronecker.

Aún cuando el principio de tensiones efectivas ha sido experimentalmente comprobado en muy diversos casos, se ha objetado su aplicación, o su expresión, en algunas ocasiones. Pero, pese a estas limitaciones, este principio, tal y como lo estableció Terzaghi, es válido y aplicable en la mayor parte de los casos, por lo que su utilización en suelos saturados es generalizada.

En el caso de los suelos no saturados, se han intentado proponer, de forma paralela al caso saturado, expresiones que definan una única tensión efectiva que controle el comportamiento del suelo tanto en lo que se refiere a su deformación volumétrica como en lo que se refiere a sus estados de rotura. De entre todas estas expresiones, vamos a mencionar la Bishop (59) por su mayor generalidad:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (1.4)$$

donde χ es un parámetro altamente dependiente del grado de saturación. Se comprobó que esta expresión se ajustaba de forma razonable al comportamiento de suelos no saturados para grados de saturación altos. Según Aitchison (65), χ depende de la succión, del grado de saturación, de la humedad, de la composición del suelo y de la historia de tensiones y deformaciones.

Posteriormente, muchas referencias confirman la imposibilidad de utilizar una sola tensión efectiva para describir el comportamiento de un suelo en estado no saturado.

Fredlund y Morgenstern (77) plantean el equilibrio de las diferentes fases de un suelo no saturado y obtienen que, si se consideran las partículas sólidas incompresibles, se puede determinar completamente su estado tensional a partir de cualquiera de las siguientes parejas de tensiones:

$$\sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad (u_a - u_w) \cdot \delta_{ij}$$

$$\sigma_{ij} - u_w \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad (u_a - u_w) \cdot \delta_{ij}$$

$$\sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \quad \sigma_{ij} - u_w \cdot \delta_{ij}$$

Bajo la siguiente premisa: "Un conjunto aceptable de variables de estado de tensión (o parejas de tensiones anteriores) independientes, son aquellas que no producen distorsión ni cambio de volumen de un suelo, cuando las componentes individuales de dichas variables de estado (e.e. σ_{ij} , $u_a \cdot \delta_{ij}$ y $u_w \cdot \delta_{ij}$) se modifican pero las variables de estado en si mismas se mantienen constantes"; y con el fin de verificarlo experimentalmente, estos autores realizan los denominados tests nulos. Dichos tests consisten en ensayos edométricos y triaxiales con un caolín en los que comprueban que se produce una deformación volumétrica prácticamente nula si se varían σ_{ij} , $u_a \cdot \delta_{ij}$ y $u_w \cdot \delta_{ij}$, de forma que las parejas de tensiones anteriores (o variables de estado de tensión) se mantengan constantes, y que el grado de saturación no sea muy cercano a uno. Por tanto, los tests nulos concluyen que cualquiera de las tres parejas de tensiones efectivas propuestas pueden considerarse tensiones efectivas, cuyo cambio y sólo él produce variaciones en el estado del suelo.

Fredlund (79) concluye, tras realizar diversas aplicaciones, que de las tres parejas de tensiones propuestas la más útil es la compuesta por $\sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij}$ y $(u_a - u_w) \cdot \delta_{ij}$, que nosotros utilizaremos y que se denominan respectivamente tensión neta (p) y succión (s):

$$\begin{aligned} p &= \sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij} \quad \text{y} \\ s &= (u_a - u_w) \cdot \delta_{ij} \end{aligned} \quad (1.5)$$

Con dicha selección de variables, se separan las acciones exteriores (σ_{ij}) de las interiores $(u_a - u_w)$. Esto representa una ventaja debido a que son más

fácilmente interpretables y es más simple fijarlas o modificarlas al considerar trayectorias tensionales en laboratorio o en aplicaciones prácticas, ya que en muchos casos se consideran procesos en que sólo varían unas u otras acciones.

Por otro lado, dicha selección respeta la jerarquía respecto a las magnitudes de las componentes del tensor $\sigma > u_a > u_w$; la cual asegura la estabilidad de las situaciones de equilibrio. Las condiciones límite se alcanzan cuando dos de esas variables tienen el mismo valor. Además, dicha elección asegura que el rango tensional de las dos variables de estado sea positivo (e.e. $p > 0$ y $s > 0$).

En cualquier caso, es especialmente útil poder utilizar estas tensiones efectivas por cuanto al no depender de ningún parámetro propio de cada suelo, permiten definir con mayor generalidad el estado tensional de cualquier suelo no saturado. Por otro lado, la limitación de utilizar estas tensiones efectivas en los casos en que el grado de saturación es alto (aire ocluido en burbujas aisladas) viene compensado por el hecho de que entonces es posible utilizar directamente el principio de tensiones efectivas de Terzaghi.

1.4.4. Comportamiento deformacional.

De acuerdo con lo indicado anteriormente, vamos a describir las trayectorias tensionales a través de las dos variables de estado tensión neta $p = \sigma_{ij} - u_a \cdot \delta_{ij}$ y succión $s = (u_a - u_w) \cdot \delta_{ij}$. Así, en ensayos edométricos las variables tensionales serán $\sigma - u_a$ ($\sigma = \sigma_1$) y $u_a - u_w$; en ensayos isotrópicos $\sigma_1 - u_a$ ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) y $u_a - u_w$ (esto es, las variables de estado son la tensión neta $p = \sigma_1 - u_a$ y la succión $s = u_a - u_w$) y en ensayos triaxiales $\sigma_1 - u_a$, $\sigma_3 - u_a$ ($\sigma_2 = \sigma_3$) y $u_a - u_w$ (esto es, las variables de estado son la tensión media neta $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - u_a$; la tensión desviadora $q = \sigma_1 - \sigma_3$ y la succión $s = u_a - u_w$).

Hemos citado algunos de los comportamientos deformacionales característicos de los suelos no saturados (colapso e hinchamiento). Alonso et al (87) clasifican estos comportamientos fundamentales en siete puntos que comentamos a continuación:

1.- La deformación volumétrica y el grado de saturación de un suelo, fundamentalmente de baja plasticidad, tanto en procesos edométricos como isotrópicos, son independientes de la trayectoria tensional, siempre y cuando sean procesos monótonos de aumento del grado de saturación y de la tensión exterior aplicada.

Como consecuencia inmediata de lo anterior, se pueden definir las denominadas superficies de estado de volumen específico y de grado de saturación, mediante funciones del siguiente tipo:

$$v = f(p, s, v_0, S_{r0}) \quad (1.6)$$

$$S_r = g(p, s, v_0, S_{r0}) \quad (1.7)$$

siendo v_0 y S_{r0} el volumen específico y el grado de saturación iniciales. En estas funciones no aparece ningún parámetro representativo de la estructura del suelo.

Hay suficientes datos experimentales que muestran la validez de estas funciones o superficies de estado, siempre con suelos esencialmente no expansivos. Lloret et al (85) proponen las siguientes expresiones como las más adecuadas para esas funciones:

$$\begin{aligned} v &= a + b \log p + c \log s + dp \log s. \text{ y} \\ v &= a + b \log p + c \log s + d \log p \log s. \end{aligned} \quad (1.8)$$

$$\begin{aligned} S_r &= a - th(bs)(c + ds) \text{ y} \\ S_r &= a - [1 - \exp(-bs)](c + dp) \end{aligned} \quad (1.9)$$

La Figura 1.1 muestra las superficies de estado obtenidas experimentalmente por Matyas y Radhakrishna (68).

La unicidad que da lugar a estas superficies de estado se pierde en procesos no monótonos. Esto es debido a las deformaciones plásticas acumuladas que se producen, análogamente a lo que ocurre en suelos saturados, en procesos de carga y descarga. Esta unicidad se pierde también al utilizar muestras de suelo expansivas.

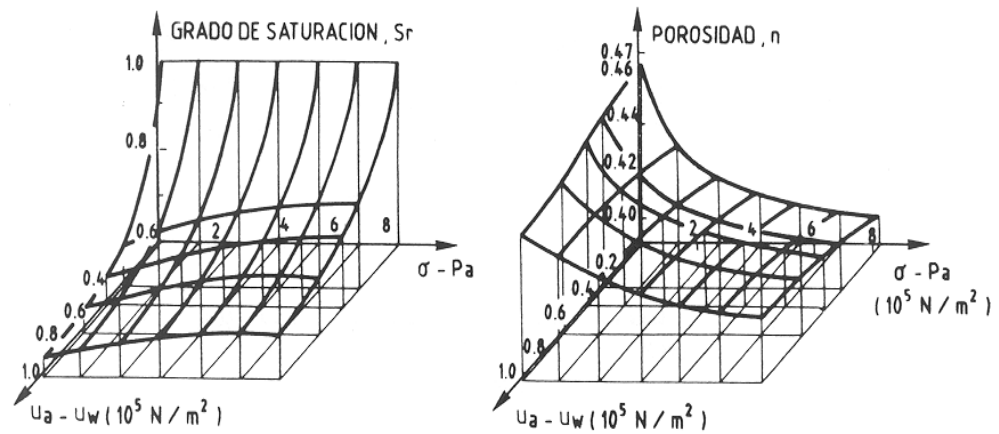


Figura 1.1. Superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación para un suelo de baja plasticidad (De Matyas y Radhakrishna (68)).

2.- La succión aumenta la rigidez y el grado de sobreconsolidación del suelo. Las Figuras 1.2 y 1.3 procedentes de Dudley (70) (ensayando un loess de baja plasticidad a humedad constante) y de Aitchison y Woodburn (69) (respecto un suelo expansivo) muestran estos dos fenómenos. Aún cuando ninguna de estas dos figuras corresponde simultáneamente a ensayos experimentales y a succión constante, sí son indicativas de los comportamientos citados. A altas presiones, sin embargo, las curvas obtenidas para diferentes succiones constantes y la correspondiente al caso saturado deben converger al aumentar la tensión esférica y reducirse significativamente el volumen específico. Este fenómeno es lógico por cuanto en todos los casos se tiende a un índice de poros mínimo de máxima compacidad idéntico para todos ellos.

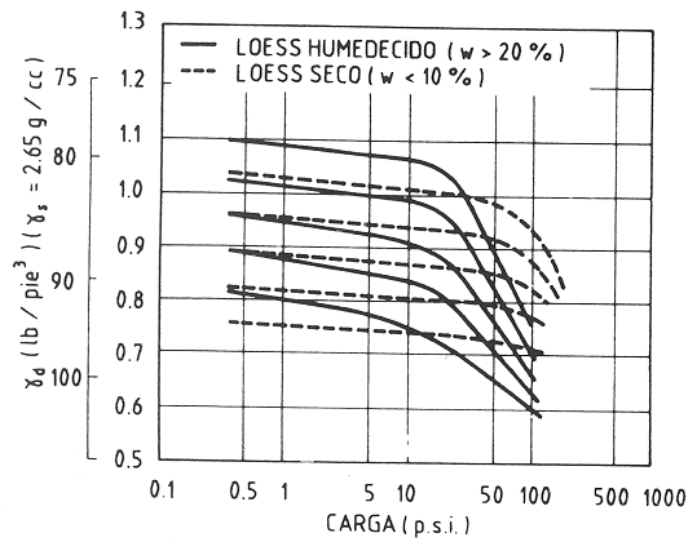


Figura 1.2. Curvas de consolidación a humedad constante de un loess (De Dudley (70)).

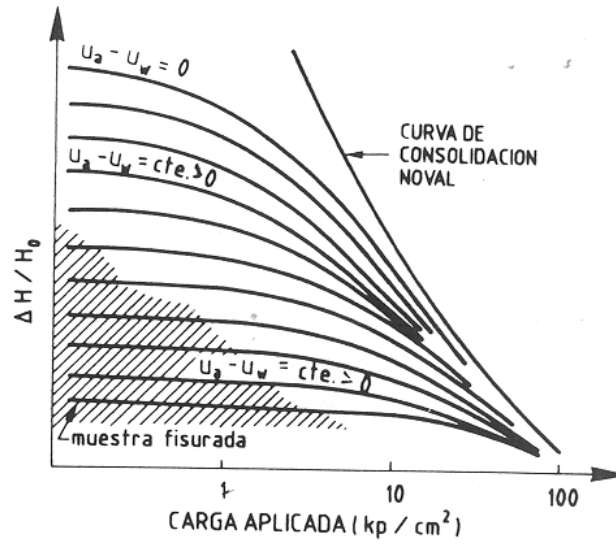


Figura 1.3. Curvas características de consolidación de un suelo a succión constante (De Aitchison y Woodburn (69)).

Delage y De Silva (88) ensayaron un limo compactado, obteniendo como resultado que el material se vuelve más rígido cuanto más alta es la succión inicial (ver Figura 1.4).

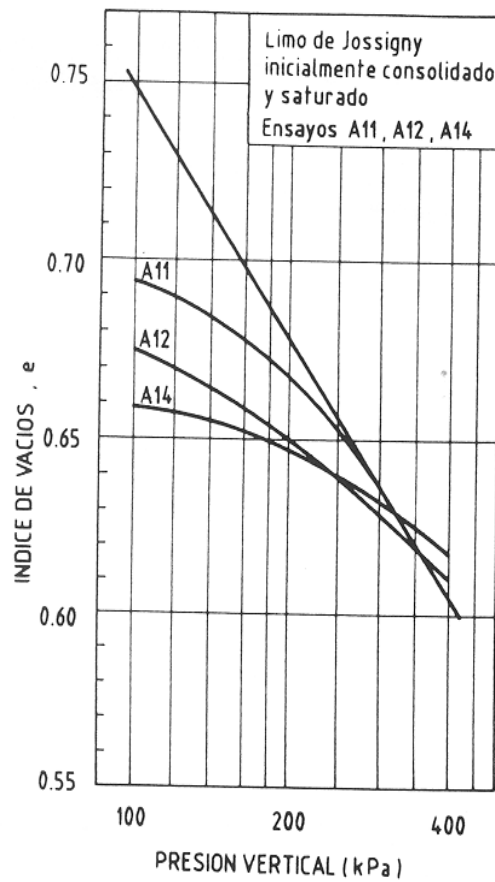


Figura 1.4. Curvas de consolidación (De Delage et al (88)).

3.- Los procesos de incremento de la succión pueden producir deformaciones plásticas irreversibles. Así lo confirman, por ejemplo, los resultados de Yong et al. (70) ensayando un caolín y una arcilla de baja actividad. La Figura 1.5 muestra estos resultados en términos del índice de poros y de la succión. Las curvas obtenidas muestran una aparente relación lineal entre el índice de poros y el logaritmo de la succión, fundamentalmente en las ramas de descarga-carga. En las ramas de primer secado esta relación logarítmica no es tan evidente.

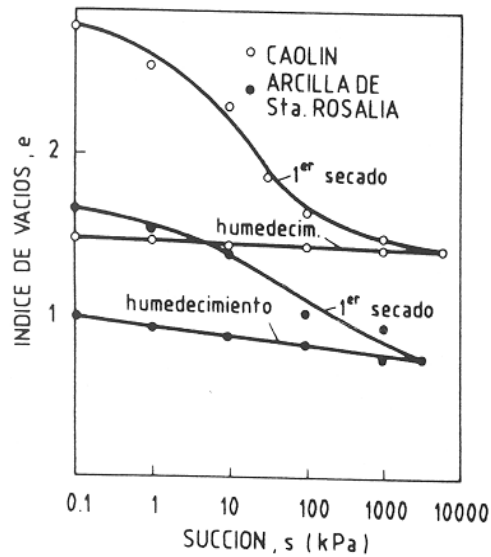


Figura 1.5. Deformaciones irreversibles producidas en procesos de incremento de la succión (De Yong et al. (70)).

En la Figura 1.6 obtenida de Josa (88), se muestra el comportamiento deformacional del suelo cuando se le somete a aumentos y reducciones de la succión, manteniendo constante la tensión esférica. En la rama noval de carga el suelo se comporta con menor rigidez y se producen deformaciones irreversibles, y en la rama de descarga-carga el comportamiento es más rígido y no se producen deformaciones irreversibles.

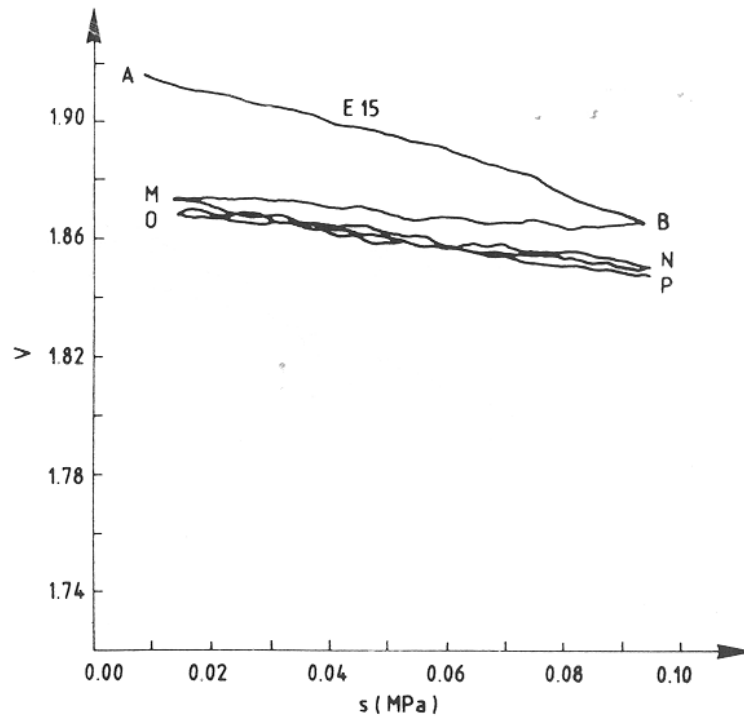


Figura 1.6. Variación del volumen específico con los cambios de succión (De Josa (88)).

4.- Respecto de las características del fenómeno de colapso, y debido a la gran importancia que tienen en el comportamiento deformacional de los suelos no saturados, además de lo ya indicado anteriormente, las resumimos de la siguiente forma:

- La magnitud del colapso aumenta con la carga exterior aplicada hasta un cierto valor y posteriormente disminuye, pasando en consecuencia por un máximo. Los ensayos de Yudhbir (82), entre otros, muestran que el colapso alcanza su máximo en un cierto nivel tensional, y a partir del cual empieza a disminuir. El tipo de suelo y el tipo de estructura de ese suelo condicionan la magnitud del máximo de colapso y la presión en la que dicho colapso tiene lugar (ver Figura 1.7).

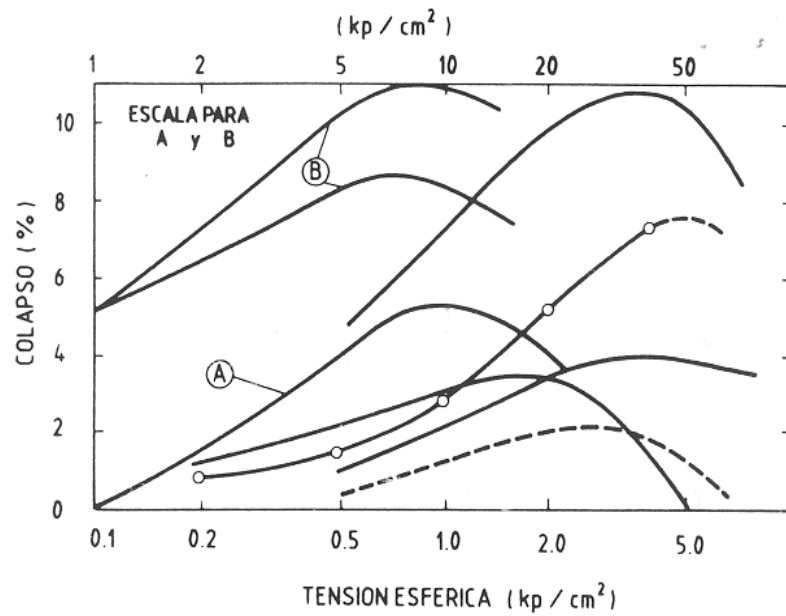


Figura 1.7. Máximos de colapso obtenidos por Yudhbir (82).

○ El proceso de colapso hace tender al índice de poros del suelo al correspondiente a su estado saturado. Ver Figura 1.8 de Maswoswe (85).

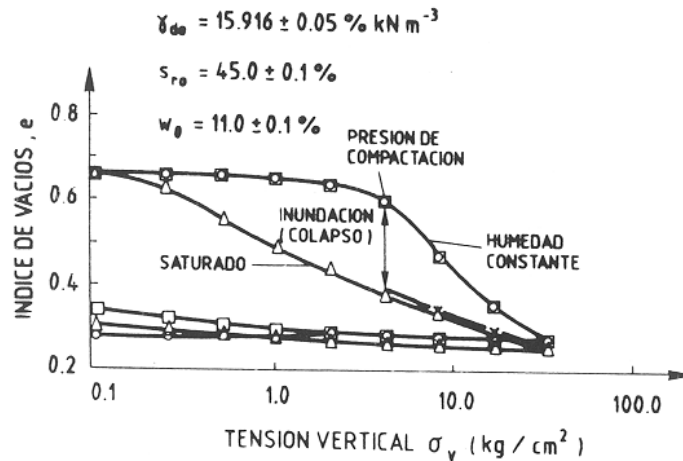


Figura 1.8. Colapsos obtenidos por Maswoswe (85).

- El colapso depende de la trayectoria tensional seguida.

5.- Respecto de las características del fenómeno de hinchamiento, además de lo ya indicado anteriormente, las resumimos de la siguiente forma:

- El hinchamiento es dependiente de la tensión exterior aplicada. Cuanto mayor es ésta, menor es el hinchamiento observado.
- En procesos cíclicos de humedecimiento y secado el hinchamiento en el primer humedecimiento es superior a los demás, y a partir de éste el comportamiento es prácticamente elástico.
- La relación entre el hinchamiento producido y el logaritmo de la succión es prácticamente lineal, comprobándose en consecuencia, que la mayor parte del hinchamiento se produce a bajas succiones.
- El hinchamiento dependerá de la trayectoria tensional seguida.

6.- La presión de hinchamiento es dependiente de la trayectoria tensional seguida. En un proceso combinado de aumento de la presión exterior y humedecimiento, cuanto antes se apliquen las cargas más baja será la presión de hinchamiento y viceversa.

7.- Un suelo puede colapsar o hinchar o incluso combinar ambos fenómenos en un mismo proceso monótono de humedecimiento, dependiendo de la historia tensional y de su estructura. Las deformaciones consideradas son las globales del suelo y pueden incluir tanto componentes recuperables como irreversibles. Como ya se ha indicado un suelo podrá colapsar o hinchar al aumentar su grado de saturación, dependiendo del estado de presiones exterior. En la Figura 1.9, Escario y Sáez (73) presentan resultados en los que un mismo proceso de humedecimiento el suelo en primer lugar se hincha, para colapsar al final.

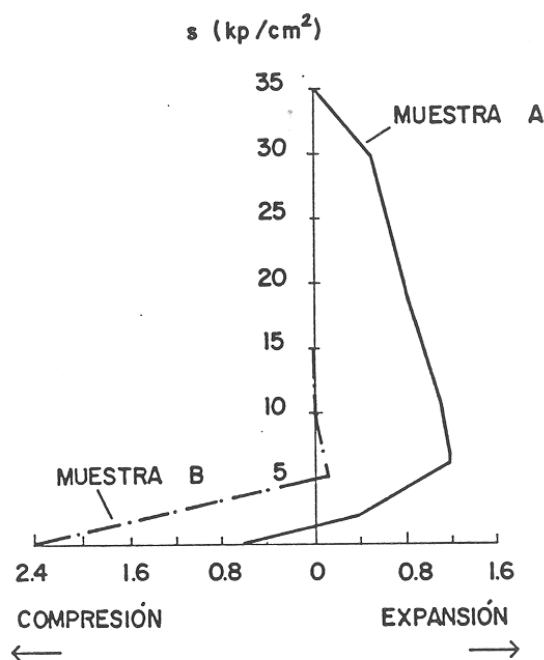


Figura 1.9. Fenómenos sucesivos de hinchamiento y de colapso, en un proceso de disminución de la succión (De Escario y Sáez (73)).

En los capítulos posteriores, y como objetivo fundamental de esta Tesis, se propone un modelo constitutivo, cuya componente de deformabilidad reproduce estos comportamientos.

1.4.5. Modelos constitutivos de estado crítico.

En este Apartado se desarrollan de forma resumida dos modelos constitutivo para suelos no saturados, basados en los conceptos de la teoría clásica de

la plasticidad rigidizable y de estado crítico. Estos modelos son el desarrollado por **Alonso, Gens y Josa (90)** y el modelo modificado del anterior desarrollado por **Wheeler y Sivakumar (95)**. Ambos son capaces de reproducir, de una forma unificada y consistente, muchos de los fenómenos fundamentales del comportamiento de los suelos no saturados. El modelo de referencia que ambos utilizan es una extensión del modelo de Cam-Clay modificado (Roscoe and Burland (68)), definidos en términos de tres variables de estado:

- $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - u_a$ tensión neta media.
- $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ tensión desviadora.
- $s = (u_a - u_w)$ succión.

Y una función que depende de esas tres variables de estado:

- $v = 1 + e$ volumen específico, con e el índice de vacíos.

Cuando los modelos alcanzan la saturación (*e.e.*, $s = 0$) los modelos constitutivos coinciden con la versión clásica del modelo de Cam-Clay modificado.

Estos modelos de estado crítico han sido desarrollados para suelos no saturados que sean ligera o moderadamente expansivos, tal como las arenas no saturadas, suelos residuales, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad. Recientes desarrollos del modelo de Alonso et al. (90) incluyen nuevos fenómenos de los suelos no saturados, como puede ser el hecho de que dichos suelos suelen presentar un máximo de colapso en su comportamiento deformacional (Josa et al. (92)).

1.4.5.1. Modelo constitutivo de Alonso et al. (90).

1.4.5.1.1. Formulación del modelo para el estado tensional isótropo.

Alonso et al. (90) formulan el modelo de comportamiento deformacional para suelos no saturados en el espacio tensional (p, s) de la forma que se muestra a continuación. La descripción completa de dicha formulación se encuentra en Alonso et al. (90).

De forma análoga al comportamiento de los suelos saturados, la variación de volumen específico para cargas de tensión neta en estados vírgenes del suelo para un nivel de succión constante s , o lo que es lo mismo, la línea normalmente consolidada para succión constante s , tiene la expresión:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} \quad (1.10)$$

donde p^c es la tensión neta de referencia para la que $v = N(s)$. $\lambda(s)$ se considera dependiente de la succión de manera que al aumentar ésta, el suelo se comporta con mayor rigidez en los intervalos de tensiones netas utilizados. Para tener en cuenta los cambios de rigidez del suelo respecto el aumento del nivel de succión, se propuso la expresión:

$$\lambda(s) = \lambda(0) [(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (1.11)$$

donde $\lambda(0)$ es la constante de rigidez saturada correspondiente a la rigidez volumétrica para cargas de tensión neta y estados vírgenes del suelo saturado; r es una constante relacionada con la máxima rigidez del suelo para succión infinita:

$$r = \frac{\lambda(s \rightarrow \infty)}{\lambda(0)} \quad (1.12)$$

y β es un parámetro que controla la "velocidad" con que varía $\lambda(s)$ respecto de la succión.

En las ramas de descarga-carga a succión constante s , el comportamiento deformacional del suelo, que en este caso se considera elástico y por lo tanto recuperable, o variación del volumen específico, para cargas de tensión neta a succión constante tiene la expresión incremental siguiente:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (1.13)$$

donde la pendiente κ de las rectas de descarga-carga se considera constante e independiente de la succión con el objetivo de asegurar que el modelo resultante sea conservativo. Dicha constante κ es la constante de rigidez saturada para cargas de tensión neta en las rectas de descarga-carga.

De forma equivalente al caso anterior, la deformación volumétrica elástica para cargas de succión, a tensión neta constante, viene dada por la expresión:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (1.14)$$

donde la pendiente κ_s de las rectas de descarga-carga se considera constante e independiente de la tensión neta. Dicha constante κ_s es la constante de rigidez saturada para cargas de succión en las rectas de descarga-carga. La presión atmosférica p_{atm} se incorpora para evitar analíticamente singularidades para valores muy próximos a cero del nivel de succión.

La deformación volumétrica elastoplástica (esencialmente no recuperable) para cargas de succión en la rama noval, a tensión neta constante, viene dada por la expresión:

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{s + p_{atm}} \quad (1.15)$$

donde la pendiente λ_s de la rama noval se considera constante e independiente de la tensión neta. Dicha constante λ_s es la constante de rigidez saturada para cargas de succión en la recta noval.

Para los recorridos tensionales y la notación de la Figura 1.10, se impone una condición de tipo elastoplástico como la siguiente:

$$v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s = v_3 \quad (1.16)$$

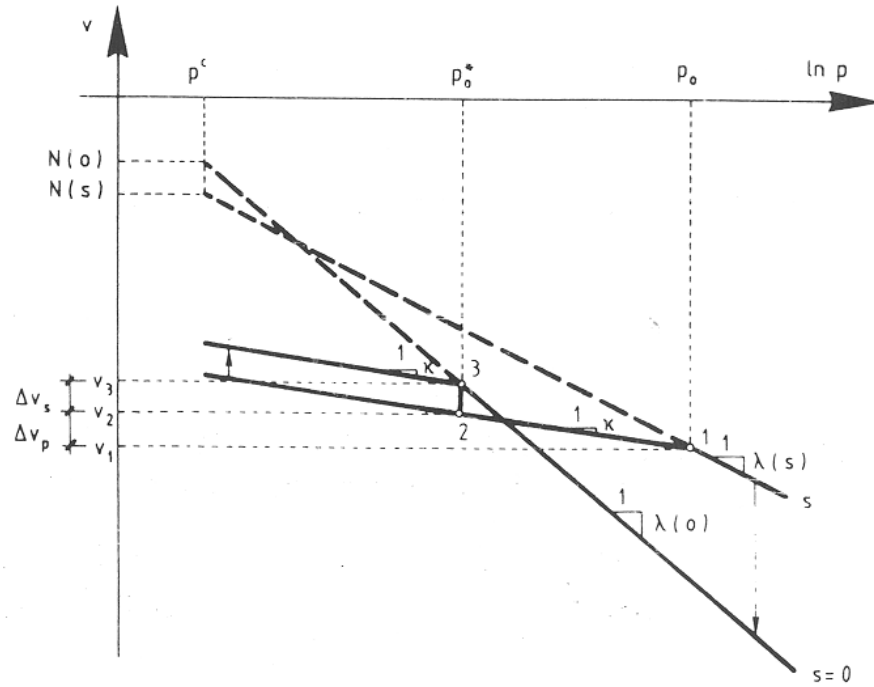


Figura 1.10 : Líneas normalmente consolidadas, líneas de descarga-carga, recorrido tensional y niveles de preconsolidación (De Alonso et al. (90)).

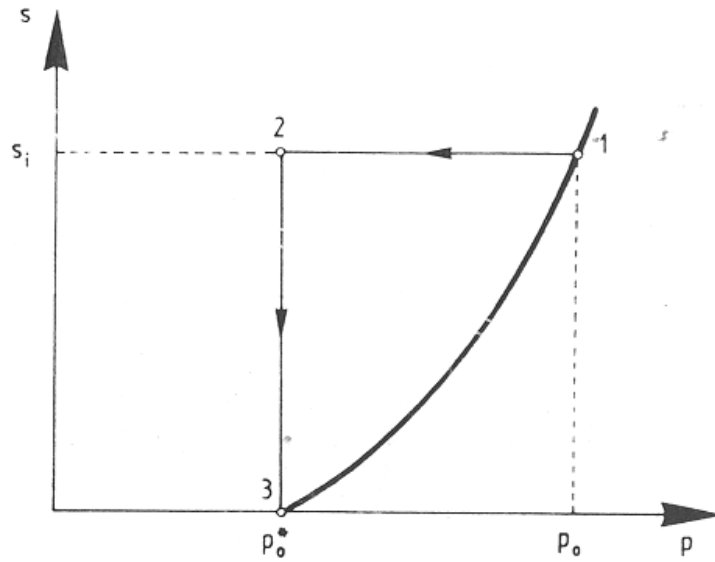


Figura 1.11 : Recorrido tensional y superficie de fluencia en el espacio (p, s) (De Alonso et al. (90)).

Obtenemos la expresión de la superficie de fluencia, en el espacio (p, s) para cargas de tensión neta, denominada LC (*after loading - collapse*) que aparece en la Figura 1.11, y que tiene por expresión:

$$\left(\frac{p_0}{p^c}\right) = \left(\frac{p_0}{p^c}\right)^{[\lambda(0) - \varepsilon] / [\lambda(s) - \varepsilon]} \quad (1.17)$$

La superficie de fluencia en el espacio (p, s) , determina el nivel de preconsolidación del suelo $p_0(s)$ para cargas de tensión neta al nivel de succión s . La posición de dicha superficie de fluencia queda determinada por el nivel de preconsolidación del suelo saturado p_0^* que se considera como parámetro de

rigidización del modelo. Con esta formulación si $p_0^* = p^c$ la superficie de fluencia $p_0(s) = p^c$ se transforma en una recta vertical.

Como nivel de preconsolidación $s_0(p)$ para cargas de succión, para un nivel constante de tensión neta p , se adopta, en una primera aproximación, la recta $s = s_0 = cte$ siendo s_0 el nivel de succión más elevado al que haya estado sometido el suelo en toda su historia. Dichas rectas son las superficies de fluencia en el espacio (p, s) para cargas de succión, denominadas SI (*after suction increase*).

En la Tabla 1.1 se resumen los parámetros y niveles de preconsolidación utilizados en el modelo isótropo de Alonso et al. (90).

p^c	parámetro de tensión neta de referencia.
κ	rigidez volumétrica elástica, para cargas de tensión neta.
κ_s	rigidez volumétrica elástica, para cargas de succión.
λ_s	rigidez volumétrica para cargas de succión y estados vírgenes.
$\lambda(s)$	rigidez volumétrica para cargas de tensión neta, en estados vírgenes no saturados ($s > 0$).
$\lambda(0)$	rigidez volumétrica para cargas de tensión neta, en estados vírgenes saturados ($s = 0$).
r	parámetro de la rigidez máxima del suelo.
β	parámetro de la velocidad de incremento de $\lambda(s)$, respecto s .
$p_0(s)$	nivel de preconsolidación para cargas de tensión neta, siendo el nivel de succión s .
$p_0(0)$ s_0	nivel de preconsolidación saturada para cargas de tensión neta. nivel de preconsolidación saturada para cargas de succión.

Tabla 1.1 : Parámetros y niveles de preconsolidación, del modelo isótropo de Alonso et al. (90).

De las expresiones (1.10), (1.13), (1.14) y (1.15) anteriores y haciendo uso de las notaciones y relaciones básicas de la mecánica de suelos del apartado 2.3 siguiente, podemos obtener las expresiones diferenciales de las deformaciones volumétricas totales, elásticas y plásticas, para cargas de tensión neta y para cargas de succión. Dichas expresiones se muestran en la Tabla 1.2.

$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\varkappa}{v} \frac{dp}{p}$	deformaciones volumétricas diferenciales elásticas, para cargas de tensión neta.
$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)}$	deformaciones volumétricas diferenciales totales, para cargas de tensión neta.
$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s)-\varkappa}{v} \frac{dp_0(s)}{p_0(s)}$	deformaciones volumétricas diferenciales plásticas, para cargas de tensión neta.
$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\varkappa_s}{v} \frac{ds}{s+p_{atm}}$	deformaciones volumétricas diferenciales elásticas, para cargas de succión.
$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{s_0+p_{atm}}$	deformaciones volumétricas diferenciales totales, para cargas de succión.
$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s-\varkappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0+p_{atm}}$	deformaciones volumétricas diferenciales plásticas, para cargas de succión.

Tabla 1.2 : Expresiones diferenciales de las deformaciones volumétricas totales, elásticas y plásticas, para cargas de tensión neta y de succión, correspondientes al modelo isótropo de Alonso et al. (90).

En la Tabla 1.3 se muestran las leyes de rigidización correspondientes al modelo isótropo de Alonso et al. (90), siendo (p_0^*, s_0) los parámetros de rigidización del modelo.

$\frac{dp_0(0)}{p_0(0)} = \frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0)-\varkappa} d\varepsilon_v^p$	Ley de rigidización para cargas de tensión neta.
$\frac{ds_0}{s_0+p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s-\varkappa_s} d\varepsilon_v^p$	Ley de rigidización para cargas de succión..

Tabla 1.3 : Leyes de rigidización, correspondientes al modelo isótropo de Alonso et al. (90).

1.4.5.1.2. Formulación del modelo para el estado tensional triaxial.

La extensión del modelo al espacio $(p : q : s)$, donde $q = \sigma_1 - \sigma_3$, permite tener en cuenta los efectos de las tensiones de corte. Para el caso saturado ($s = 0$), la superficie de fluencia considerada es la clásica elipse del modelo de Cam-clay modificado (Roscoe et. al (68)). Se considera que en el caso

de suelos no saturados, la respuesta deformacional en trayectorias tensionales a succión constante, es cualitativamente análoga en $q \neq 0$ a la de los suelos saturados. Las superficies de fluencia en el espacio $(p : q)$ para diversos niveles de succión se muestran en la Figura 1.12. El aumento del nivel de succión provoca un aumento del nivel de cohesión del suelo (esto es, la intersección de la línea de estado crítico en el espacio $(p : q)$ con el eje $p = 0$) (ver Figura 1.12). La pendiente M de las líneas de estado crítico se considera constante y no dependiente de la succión. Además esa pendiente es la misma que la correspondiente al caso saturado.

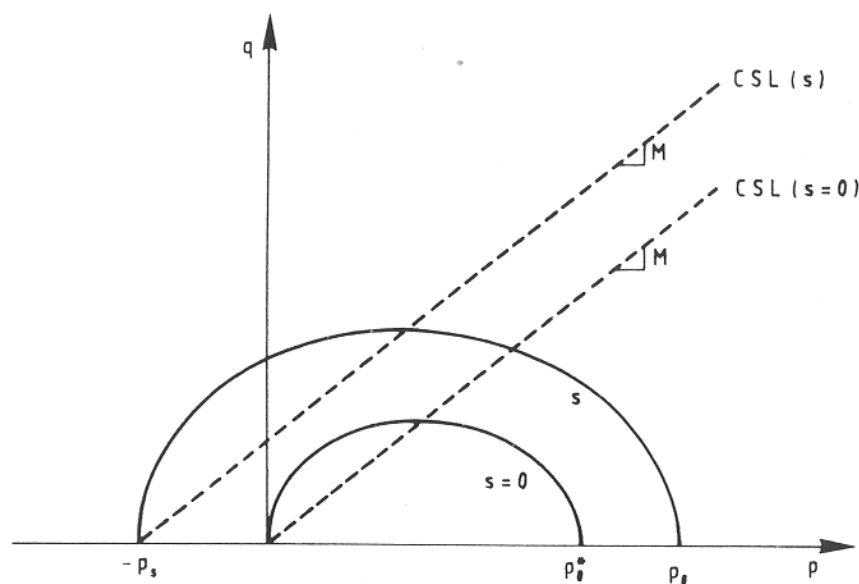


Figura 1.12 : Superficies de fluencia en el espacio $(p : q)$ (De Alonso et al. (90)).

La intersección de las superficies de fluencia de la Figura 1.12 con el eje negativo $q = 0$ tiene la expresión:

$$p = -p_s = -ks \quad (1.18)$$

donde k es un parámetro constante que indica la velocidad de aumento de la cohesión respecto de la succión.

Las líneas de estado crítico representan los estados tensionales del suelo donde se producen los cortes o condiciones críticas. El modelo constitutivo de

estado crítico propuesto es un modelo elastoplástico, con comportamiento elástico cuando el estado tensional del suelo está dentro de la superficie de fluencia, y las deformaciones plásticas comienzan cuando esta superficie de fluencia es alcanzada. El comportamiento plástico, cuando el estado tensional del suelo cruza la superficie de fluencia, produce una expansión de dicha superficie de fluencia en el espacio $(p : q : s)$. En la Figura 1.13 se muestra en el espacio $(p : s)$ la correspondiente zona elástica, que es la que se encuentra encerrada dentro de las superficies de fluencia para cargas de tensión neta (LC), y para cargas de succión (SI).

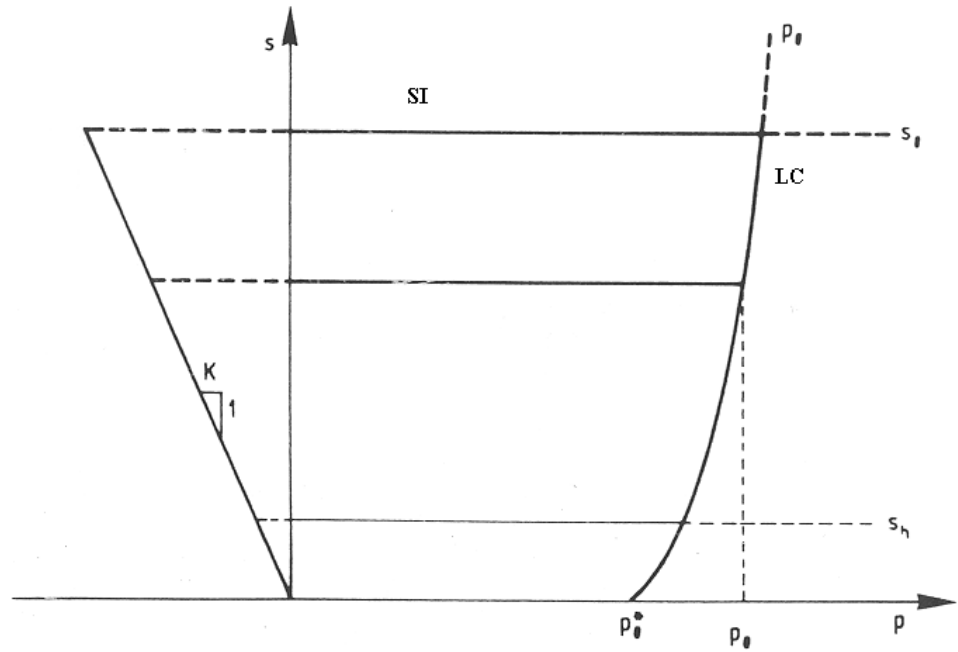


Figura 1.13 : Superficies de fluencia en el espacio $(p : s)$ LC y SI (De Alonso et al. (90)).

La expresión de la superficie de fluencia en el espacio $(p : q)$, correspondiente a un valor de la succión s , tiene la forma:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0(s) - p) = 0 \quad (1.19)$$

La Figura 1.14 muestra la superficie de fluencia en el espacio tridimensional $(p : q : s)$.

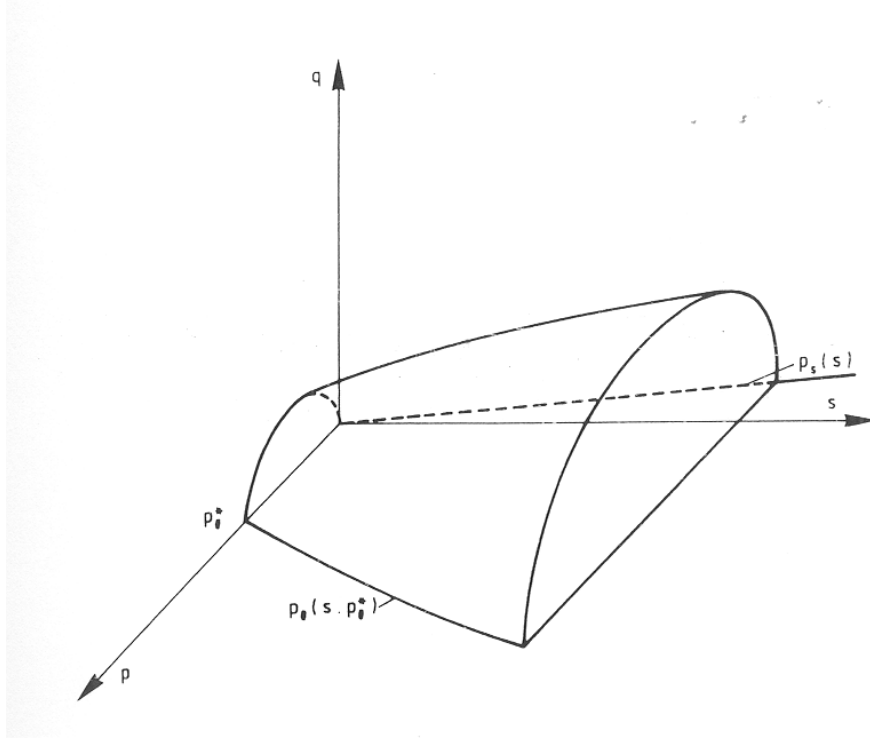


Figura 1.14 : Superficie de fluencia en el espacio $(p : q : s)$ (De Alonso et al. (90)).

Como se puede ver en la Figura 1.14, la superficie de fluencia para cargas de succión (SI) no depende de la variable de estado q , por tanto su expresión tiene la forma:

$$s - s_0 = 0 \quad (1.20)$$

Para determinar la ley de flujo del modelo, tenemos en cuenta las notaciones y relaciones básicas de los modelos elastoplásticos de estado crítico del apartado 2.3 siguiente y calculamos el incremento de la deformación desviadora plástica $(d\varepsilon_q^p)$, como una función del incremento de deformación volumétrica plástica $(d\varepsilon_v^p)$, a través de una ley de flujo no asociativa con una función de potencial plástico dada por:

$$\alpha q^2 - M^2(p + p_s)(p_0(s) - p) = 0 \quad (1.21)$$

siendo M la pendiente de la línea de estado crítico y donde el valor de α se obtiene de:

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left[\frac{1}{1 - \frac{\pi}{\lambda(0)}} \right] \quad (1.22)$$

Por tanto la ley de flujo se puede escribir como:

$$\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\alpha q}{M^2(2p + p_s - p_0(s))} \quad (1.23)$$

Por último, considerando las relaciones básicas de 2.3 se puede obtener:

$$d\varepsilon_q^e = \frac{1}{3G} dq. \quad (1.24)$$

siendo G el módulo de corte elástico.

En la Tabla 1.4 se muestran los parámetros adicionales del modelo triaxial de Alonso et al (90), respecto a los parámetros del modelo isótropo (Tabla 1.1).

G	módulo de corte elástico.
M	pendiente de la línea de estado crítico en el espacio $(p : q)$.
k	parámetro de indica la velocidad de aumento de la cohesión, respecto de s .

Tabla 1.4: Parámetros adicionales del modelo triaxial de Alonso et al. (90).

1.4.5.2. Modelo constitutivo de Wheeler et al. (95).

Wheeler y Sivadumar (95), conforme a resultados experimentales obtenidos de tests realizados en triaxiales de succión controlada, presentan un nuevo modelo constitutivo elastoplástico de estado crítico, que es muy parecido analíticamente al modelo constitutivo de Alonso et al. (90), pero difiere en algunos

puntos fundamentales, todos ellos procedentes de datos experimentales de laboratorio. La estructura del modelo propuesto por Wheeler et al. (95) supone que los parámetros del modelo son todos ellos dependientes del nivel de succión, incluida la pendiente de la línea de estado crítico en el espacio $(p : q)$, e.e. $M(s)$. Esta estructura de variabilidad de los parámetros del modelo respecto el nivel de succión, supone que el valor de dichos parámetros ha de obtenerse experimentalmente. Por otro lado, el modelo utiliza la presión atmosférica $p_{atm} = 0.1MPa$ como parámetro de referencia de la tensión neta p^c del modelo de Alonso et al. (90).

A continuación presentamos un resumen de las características más importantes, y las que lo diferencian del modelo de Alonso et al. (90), del modelo constitutivo de Wheeler y Sivadumar (95). La descripción completa de dicha formulación se encuentra en Wheeler et al. (95).

1.4.5.2.1. Hiperlíneas de compresión normal.

Wheeler et al. (95) utiliza el término hiperlínea para describir el lugar tensional del suelo definida en el espacio de cuatro dimensiones $(p : q : s : v)$ por dos ecuaciones independientes. La **hiperlínea de compresión normal isótropa** (*isotropic normal-compression hyperline*) viene dada por las dos ecuaciones siguientes:

$$q = 0. \quad (1.25)$$

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0(s)}{p_{atm}}. \quad (1.26)$$

donde la intesección (o "altura" en el espacio $(p : v)$ de la expresión (1.26)) $N(s)$, y la pendiente $\lambda(s)$ varían con el nivel de succión s . La presión atmosférica p_{atm} se introduce como presión de referencia para asegurar la consistencia dimensional.

Para obtener la expresión de la superficie de fluencia, para cargas de tensión neta (LC), al igual que en el modelo de Alonso et al. (90), se impone una condición de tipo elastoplástico sobre un recorrido tensional cerrado, obteniendo la siguiente expresión analítica:

$$(\lambda(s) - \varkappa) \ln \frac{p_0(s)}{p_{atm}} = (\lambda(0) - \varkappa) \ln \frac{p_0(0)}{p_{atm}} + N(s) - N(0) + \varkappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}}. \quad (1.27)$$

donde $N(0)$ y $\lambda(0)$ son los valores de $N(s)$ y $\lambda(s)$, respectivamente, para los valores de la succión $s = 0$. En este caso, en la expresión (1.27) no aparece el parámetro de referencia p^c del modelo de Alonso et al. (90), pero a cambio aparecen los términos $N(s)$ y $\lambda(s)$, lo cual supone una carga experimental importante para el modelo. Consecuentemente, para obtener la expresión de las superficies de fluencia para cargas de tensión neta (LC), para cada nivel de succión s , son necesarios los datos obtenidos experimentalmente en laboratorio: $N(s)$ y $\lambda(s)$.

1.4.5.2.2. Hiperlíneas de estado crítico e hipersuperficie de estado frontera.

De forma análoga al modelo de Alonso et al. (90), el modelo elastoplástico se extiende al estado tensional triaxial, con tensión desviadora no nula, e.e. $q \neq 0$, considerando la superficie de fluencia en el espacio $(p : s)$ (LC) para cada nivel de tensión desviadora q , y formando la hipersuperficie de estado frontera (*state boundary hypersurface*) en el espacio de tensiones $(p : q : s)$ (ver Figura 1.14). Para niveles de succión constante s , e.e. $ds = 0$, los estados tensionales críticos forman la hiperlínea de estado crítico (*critical state hyperline*), definida por las siguientes dos ecuaciones en los planos $(p : q)$ y $(p : v)$, respectivamente:

$$q = M(s)p_x + \mu(s). \quad (1.28)$$

$$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln \frac{p_x}{p_{at}}. \quad (1.29)$$

donde el parámetro del modelo $\psi(s)$ se muestra en la Figura 1.15, y el parámetro del modelo $\Gamma(s)$ viene dado por la expresión (1.29) en el nivel $p_x = p_{at}$, ambos parámetros dependen del nivel de succión s .

El valor del nivel de estado crítico, p_x , respecto del valor de $p_0(s)$ (Figura 1.15) tiene la expresión siguiente:

$$(\psi(s) - \varkappa) \ln \frac{p_x}{p_{atm}} = (\lambda(s) - \varkappa) \ln \frac{p_0(s)}{p_{atm}} + \Gamma(s) - N(s). \quad (1.30)$$

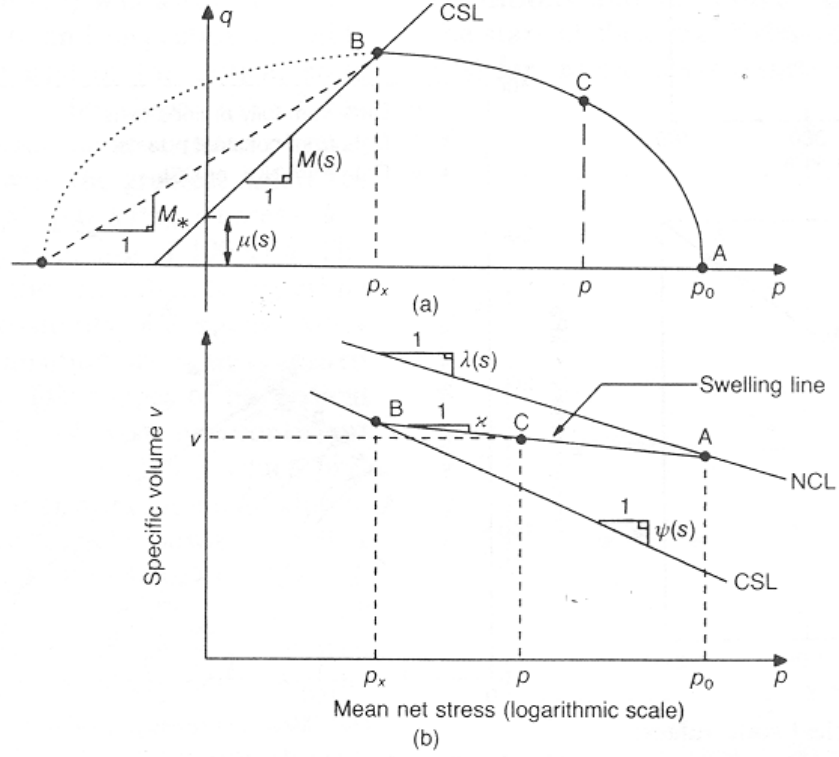


Figura 1.15: Curvas de fluencia a succi3n constante (De Wheeler et al. (95)).

Wheeler et al. (95) proponen una superficie de fluencia en el espacio $(p : q)$, para cada nivel de succi3n constante s , de forma elipsoidal como se muestra en la Figura 1.15, cuya expresi3n tiene la forma:

$$q^2 = (M_*)^2(p_0(s) - p)(p + p_0(s) - 2p_x). \quad (1.31)$$

el nivel tensional donde se alcanza el m3ximo, p_x , es equivalente al modelo de Cam-clay modificado para suelos saturados. La velocidad de crecimiento de las elipses, M_* , viene dado por la expresi3n:

$$M_* = \frac{M(s)p_x + \mu(s)}{p_0(s) - p_x}. \quad (1.32)$$

A partir de una ley de flujo asociativa se obtiene:

$$\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_p^p} = \frac{q}{M_*^2(p - p_x)}. \quad (1.33)$$

El modelo constitutivo de Wheeler et al. (95) requiere una serie de parámetros y niveles de preconsolidación para poder utilizarlo. Dichos parámetros y niveles de preconsolidación se presentan en la Tabla 1.5, y su determinación requiere una serie de tests de succión controlada, realizados normalmente en laboratorio.

$\lambda(s)$	pendiente de la hiperlínea de compresión normal en el espacio $(v, \ln(p/p_{atm}))$.
$\psi(s)$	pendiente de la hiperlínea de estado crítico en el espacio $(v, \ln(p/p_{atm}))$.
$N(s)$	intersección con el eje de la hiperlínea de compresión normal en el espacio $(v, \ln(p/p_{atm}))$.
$\Gamma(s)$	intersección con el eje de la hiperlínea de estado crítico en el espacio $(v, \ln(p/p_{atm}))$.
κ	rigidez volumétrica elástica, para cargas de tensión neta.
p_{atm}	presión atmosférica de referencia.
λ_s	rigidez volumétrica para cargas de succión y estados vírgenes.
κ_s	rigidez volumétrica elástica, para cargas de succión.
$G(s)$	módulo de corte elástico.
$M(s)$	pendiente de la hiperlínea de estado crítico en el plano $(p : q)$.
$\mu(s)$	intersección con el eje $p = 0$ de la hiperlínea de estado crítico en el plano $(p : q)$.
$p_0(0)$	nivel de preconsolidación saturada para cargas de tensión neta.
s_0	nivel de preconsolidación saturada para cargas de succión.

Tabla 1.5 : Parámetros y niveles de preconsolidación, del modelo de Wheeler et al. (95).

2. Presentación general del modelo constitutivo.

En este Capítulo hacemos una presentación general del modelo constitutivo. Esta presentación incluye una relación de los tipos de suelos para los cuales es aplicable el modelo; la estructura y las estrategias utilizadas en la formulación del mismo y, por último, se muestran las variables, la notación y las relaciones básicas utilizadas en este trabajo..

2.1. Situación general.

El modelo elastoplástico constitutivo que presentamos, está desarrollado para:

- Suelos no saturados (o parcialmente saturados), no plásticos (o moderadamente plásticos), no expansivos y esencialmente no compactados.

El modelo de deformabilidad está desarrollado para:

- Estados tensionales triaxiales e isótropos, donde la tensión desviadora es nula ($q=0$). Esto es, estados tensionales en el espacio (p, s) .

El modelo constitutivo está desarrollado para:

- Estados tensionales triaxiales (p, q, s) .

Las unidades físicas utilizadas para las tres variables tensionales p , q y s son MPa (e.e. mega pascal). Todas las expresiones, tablas y gráficas que se presentan en este trabajo, en las que aparece alguna de éstas tres variables, siempre que no se indique expresamente lo contrario, están expresadas en dichas unidades.

2.2. Presentación.

Una de las características del modelo que presentamos es su estructura modular. Dicha estructura procede de diversas subdivisiones, realizadas a diferentes niveles, de los problemas de deformación y de estados de rotura de los suelos no saturados. Estas subdivisiones son las siguientes:

A) Estados tensionales isótopos y estados tensionales triaxiales.

B) Partes estática, dinámica y evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado.

A continuación realizamos una breve descripción de las subdivisiones relacionadas en el apartado A); así como, las principales estrategias utilizadas en la formulación de los correspondientes modelos.

A.1) Estado tensional isótropo.

Como se ha mencionado en el apartado anterior, el **modelo de deformabilidad** estudia la deformabilidad del suelo, para cualquier trayectoria tensional, siendo la tensión desviadora nula ($q = 0$). Realizamos una formulación de dicho problema subdividiéndolo en dos partes:

El **modelo de rigidez** determina la rigidez de cada estado tensional, o la pendiente de la deformación respecto de recorridos tensionales con tensión neta o succión constante.

Dicho modelo se obtiene como extensión del caso saturado, utilizando un principio tensional que relaciona la variable de estado del proceso saturado (σ') con la variable de estado del proceso no saturado a succión constante ($\sigma' = p + s_1$, $s_1 = \text{constante}$) o tensión neta constante ($\sigma' = p_1 + s$, $p_1 = \text{constante}$). Este principio tensional es una relación lineal que permite establecer una **relación de igualdad incremental** entre las dos variables de estado. Esa igualdad incremental nos permite extender el comportamiento dinámico del problema unidimensional saturado (v, σ') al correspondiente problema unidimensional y dinámico no saturado ((v, p) , con $s_1 = \text{constante}$; o bien (v, s) , con $p_1 = \text{constante}$).

El **modelo de preconsolidación** determina la forma, pendiente y movimiento de las superficies de fluencia, o lugar tensional donde el comportamiento deformacional del suelo pasa de ser elástico (recuperable) a elastoplástico (irrecuperable en su mayor parte). Este modelo incluye algunos de los fenómenos conocidos más importantes de los suelos no saturados, como pueden ser:

- El colapso bajo humedecimiento y la compresión isótropa, una vez alcanzado el nivel de fluencia, como fenómenos equivalentes.
- El acoplamiento de la superficie de fluencia de la tensión neta para cargas de succión.

Este modelo, al incluir una parte estática y otra dinámica, le subdividimos en:

- El **modelo de preconsolidación estático** o superficie de fluencia inicial, es el correspondiente al estado inicial del problema. Es la superficie de fluencia en la que se encuentra el suelo en el momento en el que se inician los recorridos tensionales considerados. Por tanto, corresponde con el 'pasado' tensional del suelo y se construye a partir de los niveles de preconsolidación de los ejes tensionales y de, al menos, dos nuevos niveles de preconsolidación para ciertos niveles tensionales, obtenidos éstos últimos a partir de la realización de los correspondientes tests en laboratorio.

- El **modelo de preconsolidación dinámico** o superficie de fluencia dinámica, viene dada por una "medida" de deformación plástica, y se determina a partir de:

- Seleccionar alguna de las características básicas y fundamentales del comportamiento deformacional de los suelos no saturados: el colapso, el acoplamiento y el siguiente criterio fundamental: **"el movimiento de la superficie de fluencia es una 'medida' de la deformación plástica"**.

- Imponer la condición de deformación plástica (v^p) siguiente:

$$\Delta v^p [r_1] = \Delta v^p [r_2] .$$

donde r_1 y r_2 son recorridos tensionales cuyas superficies de fluencia iniciales y finales coinciden.

- Calcular dichas deformaciones plásticas con el modelo de rigidez.

Con el procedimiento descrito anteriormente, para cada una de las características consideradas, se obtiene la correspondiente expresión analítica o condición de fluencia. Son tres las condiciones de fluencia consideradas: de colapso, de acoplamiento y de movimiento.

La superficie de fluencia final se construye a partir de la superficie de fluencia inicial, y considerando unas u otras condiciones de fluencia, dependiendo del tipo de carga plástica del recorrido tensional. Son tres los tipos de cargas plásticas considerados por el modelo: $\Delta s > 0$, $\Delta p > 0$ y $\Delta s < 0$.

Además, la "medida" de deformación plástica obtenida, permite "completar" el modelo de rigidez presentado anteriormente, con una nueva ecuación en derivadas parciales de primer orden, para un nuevo tipo de descarga plástica ($\Delta s < 0$).

A.2) Estado tensional triaxial.

Como se ha mencionado en el apartado anterior, el **modelo constitutivo** estudia los estados tensionales de rotura del suelo, para cualquier trayectoria en el espacio (p, q, s) . Este modelo está formado por:

◦ **Superficie de fluencia en el espacio** ($p : q : s$). De la forma de dicha superficie se pueden extraer importantes características del comportamiento del los suelos no saturados modelado:

- Aumento de la fuerza con el aumento de la succión.
- Aumento de la cohesión con el aumento de la succión.

La expresión de la superficie de fluencia se obtiene aplicando el principio de tensiones a la superficie de fluencia del modelo de Cam clay modificado, para el caso saturado; y utilizando el nivel de preconsolidación obtenido con el método de deformabilidad.

◦ **Línea de estado crítico.** Queda determinada por dos ecuaciones en los siguientes espacios tensionales: ($p : q : s$) y ($v : p : s$).

La línea de estado crítico en el espacio ($p : q : s$) se obtiene a partir de la superficie de fluencia del espacio ($p : q : s$); o bien, aplicando el principio de tensiones a la línea de estado crítico del caso saturado; obteniendo en ambos casos el mismo resultado.

La línea de estado crítico en el espacio ($v : p : s$) se obtiene aplicando el principio de tensiones a la parte dinámica de la línea de estado crítico del caso saturado.

◦ **Superficie del estado frontera.** Es la superficie que une la línea de estado crítico con la línea normalmente consolidada en el espacio ($v : p : q : s$). Cuando el estado tensional de un suelo cae dentro de dicha superficie su comportamiento es elástico; mientras que las deformaciones plásticas empiezan en el momento en el que el estado tensional alcanza la superficie del estado frontera.

En la Tabla 2.1 se presenta gráficamente las componentes del modelo constitutivo.

Modelo Constitutivo		Modelo Deformabilidad	Rigidez		
			Preconsolidación estático		
			Preconsolidación dinámico		
		M. Constitutivo estado crítico	Superficie fluencia ($p : q : s$)		
			Línea estado crítico ($p : q : s$)		
			Línea estado crítico ($v : p : s$)		

Tabla 2.1 : Componentes del modelo constitutivo.

A continuación realizamos una breve descripción de las subdivisiones y sus componentes relacionadas en el apartado B).

B.1) Parte estática del problema.

Corresponde con las condiciones iniciales del problema; y está compuesta, para cada uno de los modelos anteriores, por los siguientes componentes:

- Modelo de rigidez: Volumen específico inicial.
- Modelo de preconsolidación: Superficie de fluencia inicial.
- Modelo constitutivo: Superficie de fluencia y superficie de estado frontera iniciales.

B.2) Parte dinámica del problema.

Corresponde con el comportamiento dinámico del suelo, frente a cualquier carga tensional. Está compuesta, para cada uno de los modelos anteriores, por los siguientes componentes:

- Modelo de rigidez: Cinco ecuaciones en derivadas parciales de primer orden.
- Modelo de preconsolidación: Movimiento de las superficies de fluencia ó líneas de isoplasticidad.
- Modelo constitutivo: Movimiento de las superficies de fluencia y de la superficie de estado frontera.

B.3) Evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado.

Corresponde con la velocidad que adquieren los fenómenos dinámicos del suelo no saturado, frente a cargas tensionales. Viene dada por un único **parámetro alfa** (α), que para cada uno de los modelos anteriores, determina:

- Modelo de rigidez: La velocidad de rigidización del suelo con el aumento de la succión.
- Modelo de preconsolidación: La velocidad del movimiento de las superficies de fluencia ó de las líneas de isoplasticidad.
- Modelo de deformabilidad: La magnitud del límite de colapso depende del parámetro alfa.
- Modelo constitutivo: La velocidad del movimiento de las superficies de fluencia y la velocidad del aumento de la cohesión con la succión.

2.3. Variables, notación y relaciones básicas de modelos constitutivos de mecánica de suelos.

En la Tablas 2.1-2.1 se relacionan las variables tensionales que utiliza el modelo para estados tensionales isótopos (*e.e.* $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

Variables básicas:	Variables de estado:	Otras variables utilizadas:
σ = tensión ($\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).	$p = \sigma - u_a$ tensión neta.	v = volumen específico.
u_a = presión poro aire.	$s = u_a - u_w$ succión.	
u_w = presión poro agua.		

Tabla 2.1: **Variables del modelo (estado tensional isótopo).**

$\sigma' = \sigma - u_w$	tensión efectiva.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensiones principales totales.
$q = \sigma_1 - \sigma_3 = 0$	tensión desviadora nula.

Tabla 2.2: **Otras tensiones (estado tensional isótopo).**

En la Tablas 2.3-2.4 se relacionan las variables tensionales que utiliza el modelo para estados tensionales triaxiales (*e.e.* $\sigma_2 = \sigma_3$).

Variables básicas:	Variables de estado:	Otras variables:
(σ_1, σ_3) = tensiones ($\sigma_2 = \sigma_3$).	$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) - u_a$ tensión media neta.	v = volumen específico.
u_a = presión poro aire.	$s = u_a - u_w$ succión.	
u_w = presión poro agua.	$q = \sigma_1 - \sigma_3$ tensión desviadora.	

Tabla 2.3: **Variables del modelo (estado tensional triaxial).**

$\sigma' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) - u_w$	tensión efectiva.
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensiones principales totales.

Tabla 2.4: **Otras tensiones (estado tensional triaxial).**

En las Tablas 2.5-2.11 se relaciona la notación utilizada por el modelo.

κ	constante de rigidez elástica para cargas de tensión neta.
λ	constante de rigidez para cargas de tensión neta, en estados vírgenes del suelo.
κ_s	constante de rigidez elástica para cargas de succión.
λ_s	constante de rigidez para cargas de succión, en estados vírgenes del suelo.
α	parámetro alfa (velocidad de rigidización del suelo), respecto del nivel de succión.
M	pendiente de la línea de estado crítico.

Tabla 2.5 : **Constantes de rigidez, de rigidización y pendiente de la línea de estado crítico.**

v_0	volumen específico inicial.
Γ'	volumen específico de estado crítico inicial.
p_{ec}	nivel de tensión neta de estado crítico.
q_{ec}	nivel de tensión desviadora de estado crítico.

Tabla 2.6 : **Volumenes específicos iniciales y .niveles de tensión de estado crítico.**

p_c	parámetro de referencia del modelo de Alonso et al (90) y
	nivel de tensión neta del recorrido tensional.
s_c	nivel de succión del recorrido tensional.

Tabla 2.7: **Parámetros de referencia.**

p_0^*	nivel de preconsolidación de tensión neta para condición saturada ($s = 0$).
s_0^*	nivel de preconsolidación de succión para $p = 0$.
p_0	nivel de preconsolidación de tensión neta.
s_0	nivel de preconsolidación de succión.
$p'_0 = p_0(s_0^*)$	nivel de preconsolidación de tensión neta para $s = s_0^*$.
$s'_0 = s_0(p_0^*)$	nivel de preconsolidación de succión para $p = p_0^*$.

Tabla 2.8: Niveles de preconsolidación.

$\varepsilon_v, \varepsilon_v^e, \varepsilon_v^p$	deformación volumétrica total, elástica y plástica, respectivamente.
$\varepsilon_{vp}, \varepsilon_{vp}^e, \varepsilon_{vp}^p$	deformación volumétrica total, elástica y plástica, debida a cargas de tensión neta, respectivamente.
$\varepsilon_{vs}, \varepsilon_{vs}^e, \varepsilon_{vs}^p$	deformación volumétrica total, elástica y plástica, debida a cargas de succión, respectivamente.
v^e, v^p	volumen específico elástico y plástico, respectivamente.
$\varepsilon_1, \varepsilon_3$	deformaciones principales.
$\varepsilon_1^e, \varepsilon_3^e, \varepsilon_1^p, \varepsilon_3^p$	deformaciones principales elásticas y plásticas, respectivamente.
$\varepsilon_q, \varepsilon_q^e, \varepsilon_q^p$	deformación desviadora (de corte) total, elástica y plástica, respectivamente.

Tabla 2.9 : Deformaciones volumétricas, principales y desviadoras.
Volumen específico.

$S_f, S_f^i, S_f^f, S_{f,p}, S_{f,s}$	superficie de fluencia, inicial, final, para cargas de tensión neta y de succión, respectivamente.
$S_f^p, S_{f,p}^p, S_{f,s}^p$	condición de fluencia de apoyo, para cargas de tensión neta y de succión, respectivamente.
S_f^a	condición de fluencia de acoplamiento.
S_f^c	condición de fluencia de colapso.

Tabla 2.10: Superficies y condiciones de fluencia.

$d(p_1 + s_1)$	Incremento diferencial de tensión neta, a partir del estado tensional (p_1, s_1) , siendo la succión constante $s = s_1$.
$d(s_1 + p_1)$	Incremento diferencial de succión, a partir del estado tensional (p_1, s_1) , siendo la tensión neta constante $p = p_1$.
$dv [dp]$	Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas dp .
$dv [dp > 0]$	Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas $dp > 0$.
$dv [ds]$	Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas ds .
$dv [ds > 0]$	Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas $ds > 0$.

Tabla 2.11: **Incremento diferencial.**

Los incrementos diferenciales de la Tabla 2.11, en el límite, tienen la expresión, en forma de ecuaciones en derivadas parciales de primer orden, de la Tabla 2.12.

$\frac{dv dp }{d(p_1+s_1)} = \frac{\partial v}{\partial p}(p_1, s_1).$
$\frac{dv dp>0 }{d(p_1+s_1)} = \frac{\partial v}{\partial p} \Big _+ (p_1, s_1).$
$\frac{dv}{d(s_1+p_1)} = \frac{\partial v}{\partial s}(p_1, s_1).$
$\frac{dv ds>0 }{d(s_1+p_1)} = \frac{\partial v}{\partial s} \Big _+ (p_1, s_1).$

Tabla 2.12: **Ecuaciones en derivadas parciales de primer orden.**

En la Tabla 2.13 se muestran las relaciones básicas de los modelos constitutivos elastoplásticos de mecánica de suelos saturados (Atkinson et al. (78), Roscoe et al. (68)), y que son utilizadas por el modelo que presentamos.

$\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp}^e + \varepsilon_{vp}^p$	Deformaciones volumétricas debidas a cargas de tensión neta.
$\varepsilon_{vs} = \varepsilon_{vs}^e + \varepsilon_{vs}^p$	Deformaciones volumétricas debidas a cargas de succión.
$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{vp} + d\varepsilon_{vs}$	Deformaciones volumétricas totales.
$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e$	Deformaciones volumétricas elásticas.
$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p$	Deformaciones volumétricas plásticas.
$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v}$	Relación deformación volumétrica-volumen específico.
$d\varepsilon_v^p = -\frac{dv^p}{v}$	Relación deformación volumétrica plástica-volumen específico plástico.
$d\varepsilon_q = d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^p$	Incremento de deformación de corte total.
$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$	Deformación de corte total.
$d\varepsilon_q^e = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^e - d\varepsilon_3^e)$	Incremento de deformación de corte elástica.
$d\varepsilon_q^p = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1^p - d\varepsilon_3^p)$	Incremento de deformación de corte plástica.

Tabla 2.13: **Relaciones deformación volumétrica-volumen específico.**

En la Tabla 2.14 se muestra notación utilizada.

$\ln c(s)$	Línea normalmente consolidada para un nivel de succión s .
$lec(s)$	Línea de estado crítico para un nivel de succión s .
$ldc(s)$	Línea de descarga-carga para un nivel de succión s .
TC	Test de compresión triaxial (e.e. $dp = 0$).
CTC	Test de compresión triaxial convencional (e.e. $dq = 3dp$).

Tabla 2.14: **Notación utilizada.**

3. Formulación del modelo de rigidez.

3.1. Presentación.

Consideramos el problema global de estudiar la deformabilidad de los suelos no saturados. Realizamos una formulación de dicho problema subdividiéndolo en dos partes:

$$\textit{Modelo de deformabilidad} = \textit{modelo de rigidez} + \textit{modelo de preconsolidación}.$$

Donde:

El **modelo de rigidez** determina la rigidez de cada estado tensional, o la pendiente de la deformación respecto de recorridos tensionales con tensión neta o succión constante.

$$\Delta v = \Delta v(p, s, \Delta p, \Delta s, S_{f,p}(s), S_{f,s}(p)).$$

El **modelo de preconsolidación** determina la forma, pendiente y movimiento de las superficies de fluencia: $S_{f,p}(s)$ y $S_{f,s}(p)$, o lugar tensional donde el comportamiento deformacional del suelo pasa de ser elástico (recuperable) a elastoplástico (irrecuperable en su mayor parte). Este modelo incluye algunos de los fenómenos conocidos mas importantes de los suelos no saturados, como pueden ser:

- El colapso bajo humedecimiento y la compresión isótropa, una vez alcanzado el nivel de fluencia, como fenómenos equivalentes.
- El acoplamiento de la superficie de fluencia de la tensión neta para cargas de succión.

Por construcción, el modelo de rigidez tiene las siguientes propiedades:

- Es un modelo que conceptual y paramétricamente procede del caso saturado.
- Se trata de un modelo incremental. Por tanto, para la aplicación a casos reales, es necesario utilizar como condición inicial el valor del volumen específico en el momento inicial del recorrido tensional.

3.2. Formulación.

3.2.1. Rigidez para cargas de tensión neta a succión constante.

Consideramos un suelo que bajo compresión isotropa, en estado saturado ($s = 0$), es sometido a cargas incrementales de tensión neta a lo largo de estados vírgenes, obteniéndose la siguiente ecuación de la línea de consolidación normal:

$$v(\sigma') = N - \lambda \ln \sigma' \quad (3.1)$$

Y sujeto a sucesivas descargas y cargas, de comportamiento elástico, obtenemos las siguientes ecuaciones de las líneas de descarga-carga:

$$v(\sigma') = v_{\varkappa} - \varkappa \ln \sigma' \quad (3.2)$$

Consideramos ahora el estado no saturado, realizando los mismos tests anteriores para una succión constante dada $s = s_1$. En este caso, el proceso no saturado tiene una única variable de estado, p , que está relacionada linealmente con la variable de estado de la correspondiente situación saturada, σ' , por la expresión:

$$\sigma' = p + s_1 \quad (3.3)$$

Por tanto, nos encontramos ante dos procesos, el saturado y el no saturado a succión constante. Ambos procesos tienen una única variable de estado (σ' y p , respectivamente), que coinciden tanto a nivel incremental ($dp = d\sigma'$) como en el 'punto de partida' del estado tensional considerado (para $s_1 = 0$, $\sigma' = p$).

Si suponemos un determinado *criterio de continuidad* para la deformabilidad del suelo, respecto de su paso del caso saturado al no saturado, y de lo expuesto anteriormente obtenemos:

◦ Expresión de la línea normalmente consolidada a succión constante $s = s_1$:

$$v(p) = N(s_1) - \lambda \ln(p + s_1). \quad (3.4)$$

◦ Expresión de las líneas de descarga-carga a succión constante $s = s_1$:

$$v(p) = v_{\infty}(s_1) - \kappa \ln(p + s_1). \quad (3.5)$$

Resumiendo lo anterior, a partir de las expresiones del caso saturado (3.1 – 3.2) se obtienen las correspondientes al caso no saturado, pero con succión constante $s = s_1 = cte$, (3.4 – 3.5) teniendo en cuenta las siguientes circunstancias:

- Los problemas considerados (v, σ') y (v, p) son ambos unidimensionales.
- La relación entre las variables $\sigma' = p + s_1$ es lineal.
- Si $s_1 = 0$; $\sigma' = p$, luego son problemas que parten del mismo estado tensional.
- $d\sigma' = dp$, luego las ecuaciones que se obtienen (3.4 – 3.5), después del 'cambio de variable' (3.3), son válidas a nivel diferencial.

En la Figura 3.1.a) se representan graficamente los caminos tensionales, en la Figura 3.1.b) el principio de tensiones (3.3) y en la Figura 3.1.c) las líneas de consolidación normal y de descarga-carga para caminos a diferentes succiones constantes: $s = 0 < s = s_1 < s = s_2$; donde, con fines meramente ilustrativos, se suponen los valores $N(s_1) = N$ y $v_{\infty}(s_1) = v_{\infty}$ constantes respecto de s_1 .

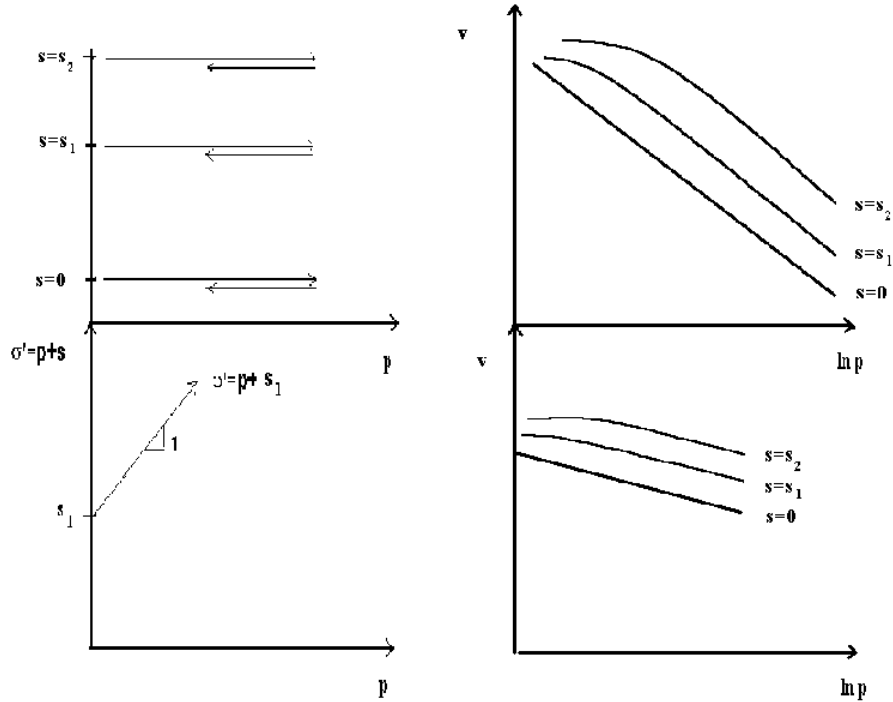


Figura 3.1 : a) Caminos tensionales. b) Principio de tensiones.
c) Líneas de consolidación normal y de descarga-carga a succión constante.

3.2.2. Rigidez para cargas de succión a tensión neta constante.

Repetimos el proceso del apartado anterior sustituyendo los caminos tensionales con succión constante por otros con tensión neta constante $p = p_1$. De nuevo consideramos las ecuaciones (3.1) y (3.2). Ahora el principio de tensiones tiene la forma:

$$\sigma' = s + p_1 \quad (3.6)$$

Analíticamente el proceso saturado y el no saturado a tensión neta constante coinciden en el 'punto de partida' tensional: para $p_1 = 0$, $\sigma' = s$. Sin embargo, numerosos datos experimentales (Villar (01), Josa (88) y Alonso et al. (90)) revelan que la rigidez del suelo para ambos procesos difiere sustancialmente. La rigidez del suelo para el caso saturado, o pendiente de la gráfica $(v, \ln \sigma')$, viene dada por las constantes de rigidez (λ, κ) ; mientras que la rigidez del suelo para el caso $p = 0$, o pendiente de la gráfica $(v, \ln s)$, viene dada por las constantes de rigidez (λ_s, κ_s) . Por tanto, y de forma análoga al apartado anterior, podemos escribir:

◦ Expresión de la línea normalmente consolidada a tensión neta constante $p = p_1$:

$$v(s) = N(p_1) - \lambda_s \ln(s + p_1). \quad (3.7)$$

◦ Expresión de la línea de descarga-carga a tensión neta constante $p = p_1$:

$$v(s) = v_{\kappa}(p_1) - \kappa_s \ln(s + p_1). \quad (3.8)$$

3.2.3. Expresión diferencial del modelo de rigidez.

Las expresiones de la rigidez expuestas en los apartados anteriores se pueden expresar en forma diferencial como se presenta a continuación.

Para un determinado nivel de preconsolidación de tensión neta p_0 y para caminos con succión constante $s = s_1$, de las expresiones (3.4-3.5) anteriores obtenemos:

$$dv [dp > 0] = -\lambda \frac{d(p_0 + s_1)}{p_0 + s_1}, \quad \text{para } p = p_0 \quad (3.9)$$

$$dv [dp] = -\kappa \frac{d(p + s_1)}{p + s_1}, \quad \text{para } p < p_0 \quad (3.10)$$

Para un determinado nivel de preconsolidación de succión s_0 y para caminos con tensión neta constante $p = p_1$, de las expresiones (3.7-3.8) anteriores obtenemos:

$$dv [ds > 0] = -\lambda_s \frac{d(s_0 + p_1)}{s_0 + p_1}, \quad \text{para } s = s_0 \quad (3.11)$$

$$dv [ds] = -\kappa_s \frac{d(s + p_1)}{s + p_1}, \quad \text{para } s < s_0 \quad (3.12)$$

En las expresiones anteriores utilizamos la siguiente notación:

- $d(p_1 + s_1)$ = Incremento diferencial de tensión neta, a partir del estado tensional (p_1, s_1) , siendo la succión constante $s = s_1$.
- $dv [dp > 0]$ = Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas $dp > 0$.
- $dv [dp]$ = Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas dp .

Esto es:

$$\frac{dv [dp]}{d(p_1 + s_1)} = \frac{\partial v}{\partial p}(p_1, s_1) \quad \text{y} \quad \frac{dv [dp > 0]}{d(p_1 + s_1)} = \frac{\partial v}{\partial p} \Big|_+ (p_1, s_1).$$

- $d(s_1 + p_1)$ = Incremento diferencial de succión, a partir del estado tensional (p_1, s_1) , siendo la tensión neta constante $p = p_1$.
- $dv [ds > 0]$ = Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas $ds > 0$.

◦ $dv[ds] =$ Incremento diferencial de volumen específico, debido a cargas ds .

Esto es:

$$\frac{dv[ds]}{d(s_1 + p_1)} = \frac{\partial v}{\partial s}(p_1, s_1) \quad y \quad \frac{dv[ds > 0]}{d(s_1 + p_1)} = \frac{\partial v}{\partial s} \Big|_+ (p_1, s_1).$$

Suponemos que, para recorridos tensionales a tensión neta o succión constante, los lugares geométricos de los niveles de preconsolidación (p_0, s_0) tienen la forma que aparece en la Figura 3.2. En dicha figura se pueden observar las cuatro posiciones tensionales (9, 10, 11 y 12) correspondientes a las expresiones anteriores (3.9), (3.10), (3.11) y (3.12).

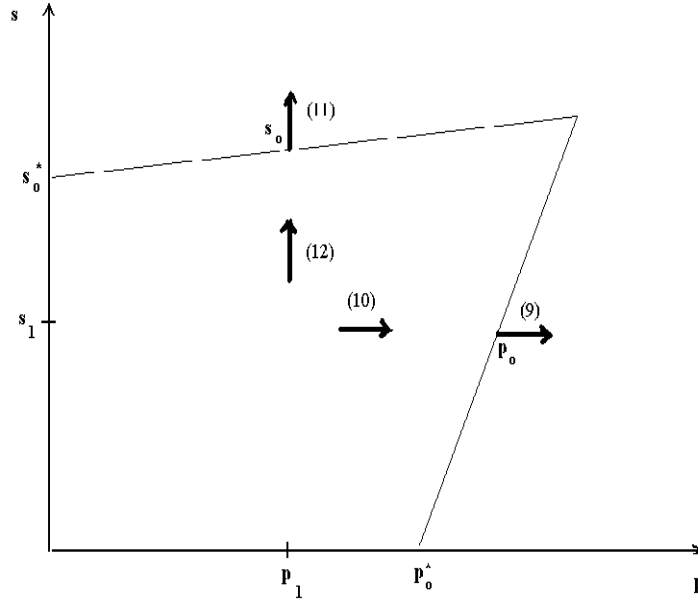


Figura 3.2: Posición tensional de las expresiones diferenciales del modelo de rigidez.

3.2.4. Expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas.

A continuación presentamos las expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas, que se obtienen al aplicar el modelo de rigidez propuesto.

Consideramos las siguientes relaciones básicas referentes a la deformación volumétrica y al volumen específico:

- $\varepsilon_{vp} = \varepsilon_{vp}^e + \varepsilon_{vp}^p$. La deformación volumétrica debida a cargas de tensión neta se descompone en una parte elástica y otra plástica.
- $\varepsilon_{vs} = \varepsilon_{vs}^e + \varepsilon_{vs}^p$. La deformación volumétrica debida a cargas de succión se descompone en una parte elástica y otra plástica.
- $d\varepsilon_v = d\varepsilon_{vp} + d\varepsilon_{vs}$. La deformación volumétrica incremental total se descompone en las deformaciones correspondientes a cargas de tensión neta y a cargas de succión.
- $d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p$. La deformación volumétrica incremental total se descompone en una parte elástica y otra plástica.
- $d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{vp}^e + d\varepsilon_{vs}^e$. La deformación volumétrica incremental elástica se descompone en las deformaciones correspondientes a cargas de tensión neta y a cargas de succión.
- $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p$. La deformación volumétrica incremental plástica se descompone en las deformaciones correspondientes a cargas de tensión neta y a cargas de succión.
- $v_p = v_p^e + v_p^p$, $v_s = v_s^e + v_s^p$, $dv = dv_p + dv_s$, $dv = dv^e + dv^p$, $dv^e = dv_p^e + dv_s^e$, $dv^p = dv_p^p + dv_s^p$. Las relaciones equivalentes correspondientes al volumen específico.
- $d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v}$. Relación entre deformación volumétrica incremental y volumen específico incremental.
- $d\varepsilon_v^p = -\frac{dv^p}{v}$. Relación entre deformación volumétrica incremental plástica y volumen específico incremental plástico.
- $d\varepsilon_v^e = -\frac{dv^e}{v}$. Relación entre deformación volumétrica incremental elástica y volumen específico incremental elástico.

Como en el apartado anterior, representamos los lugares geométricos de los niveles de preconsolidación (p_0, s_0) como aparecen en la Figura 3.3. Asimismo en dicha figura se muestran las seis posiciones tensionales correspondientes a las deformaciones volumétricas que se presentan a continuación.

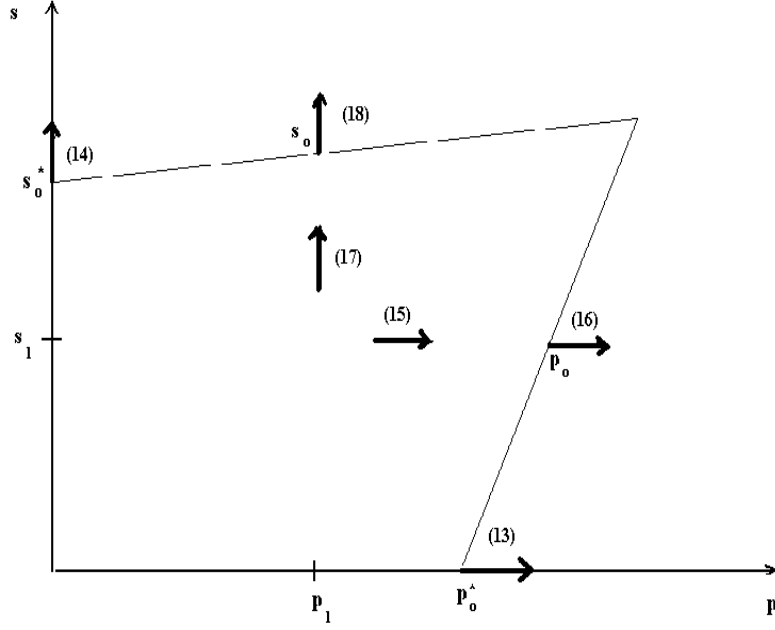


Figura 3.3: Posición tensional de las expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas.

Del caso saturado ($s = 0$) y su equivalente $p = 0$ obtenemos las siguientes relaciones (ver Figura 3.3):

Recorrido $s = 0$, cargas de tensión neta $dp = d\sigma'$ y $p = p_0^*$:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda - \varkappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad \text{y} \quad d\varepsilon_{vs}^p = 0 \quad \text{luego} \quad \frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda - \varkappa} d\varepsilon_v^p. \quad (3.13)$$

Recorrido $p = 0$, cargas de succión ds y $s = s_0^*$:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \varkappa_s}{v} \frac{ds_0^*}{s_0^*} \quad \text{y} \quad d\varepsilon_{vp}^p = 0 \quad \text{luego} \quad \frac{ds_0^*}{s_0^*} = \frac{v}{\lambda_s - \varkappa_s} d\varepsilon_v^p. \quad (3.14)$$

A partir del modelo de rigidez propuesto, dependiendo del recorrido tensional, tienen las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas siguientes (ver Figura 3.3):

Recorrido $s = s_1$, cargas de tensión neta dp y $p < p_0$:

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\varkappa}{v} \frac{d(p + s_1)}{p + s_1}. \quad (3.15)$$

Recorrido $s = s_1$, cargas de tensión neta dp y $p = p_0$:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda - \varkappa}{v} \frac{d(p_0 + s_1)}{p_0 + s_1}. \quad (3.16)$$

Recorrido $p = p_1$, cargas de succión ds y $s < s_0$:

$$d\varepsilon_{vs} = d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\varkappa_s}{v} \frac{d(s + p_1)}{s + p_1}. \quad (3.17)$$

Recorrido $p = p_1$, cargas de succión ds y $s = s_0$:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \varkappa_s}{v} \frac{d(s_0 + p_1)}{s_0 + p_1}, \text{ donde } s = s_0. \quad (3.18)$$

4. Comprobación del modelo de rigidez.

4.1. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.

A continuación vamos a comparar las predicciones del modelo de rigidez con resultados experimentales. Esta comparación la vamos a realizar sin modelo de preconsolidación. Por tanto utilizaremos los niveles de preconsolidación proporcionados por los mismos autores que han realizado los ensaños en laboratorio.

Utilizaremos los tests realizados con caolín parcialmente saturado que han sido publicados por Josa (88) y Alonso et al. (90). En ellos se trata de estudiar el comportamiento del suelo para las trayectorias tensionales que se muestran en la Figura 4.1.

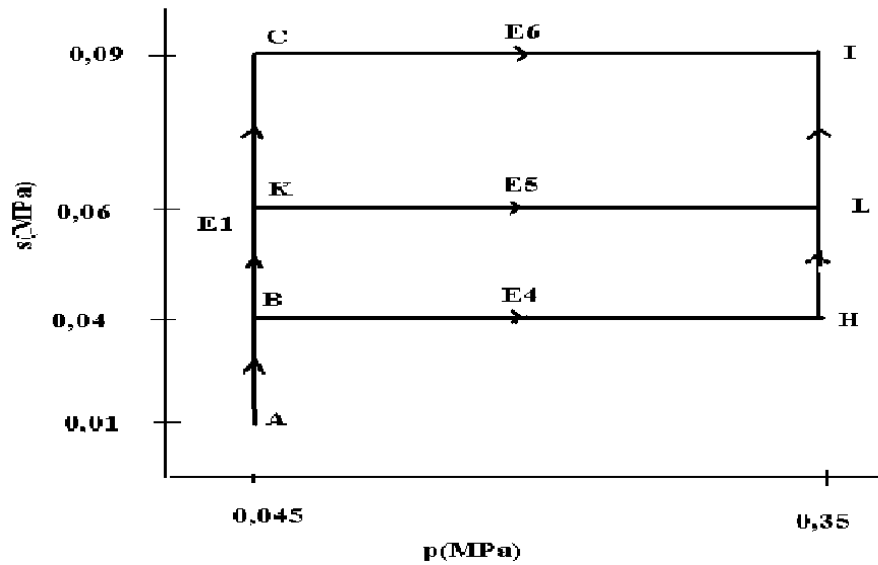


Figura 4.1: Trayectorias tensionales utilizadas por Josa (88).

Los valores de los parámetros utilizados se han obtenido de Josa (88) y Alonso et al. (90) y son los que se muestran en la Tabla 4.1.

const. rigidez	cond. iniciales	preconsol. inicial	preconsol.recorr. E4, E5 y E6.
$\lambda = 0.14$	$p_A = 0.045$	$p_0^* = 0.055$	$p_0(s = 0.04) = 0.14$
$\varkappa = 0.015$	$s_A = 0.01$	$s_0^* = 0.03$	$p_0(s = 0.06) = 0.16$
$\lambda_s = 0.05$	$v_A = 1.915$		$p_0(s = 0.09) = 0.18$
$\varkappa_s = 0.01$			

Tabla 4.1: Valores de los parámetros utilizados por Josa (88).

En la Figura 4.2 se muestran las predicciones del modelo para el camino tensional E1 (tramo AC), correspondiente a una carga de succión a tensión neta constante. En la Figura 4.3 se muestran las predicciones del modelo para los caminos tensionales E4 (tramo BH), E5 (tramo KL) y E6 (tramo CI), correspondientes a cargas de tensión neta a succión constante, así como el tramo correspondiente al recorrido E1. Y en la Figura 4.4 se muestran los resultados experimentales, publicados por Josa (88) y Alonson et al. (90), para los mismos recorridos tensionales anteriores. Al comparar los resultados predichos por el modelo con los resultados experimentales, podemos observar una predicción razonablemente buena.

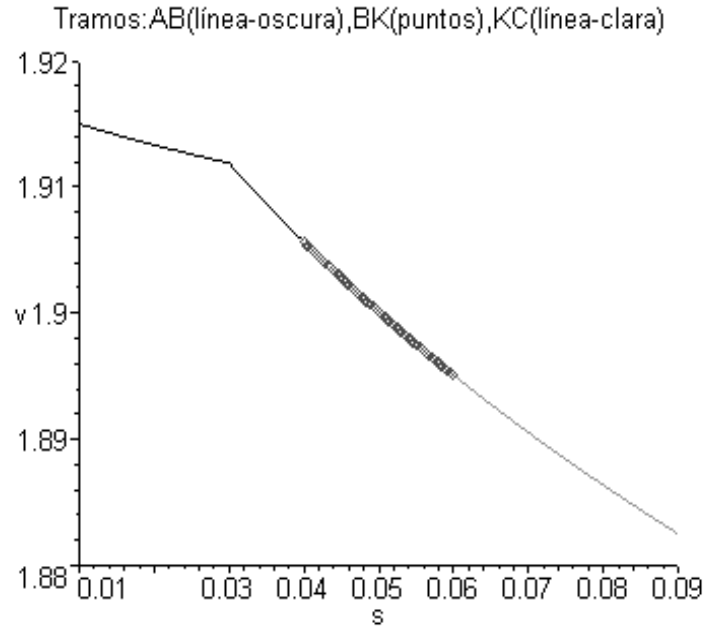


Figura 4.2: Variación del volumen específico respecto la succión: recorrido E1.

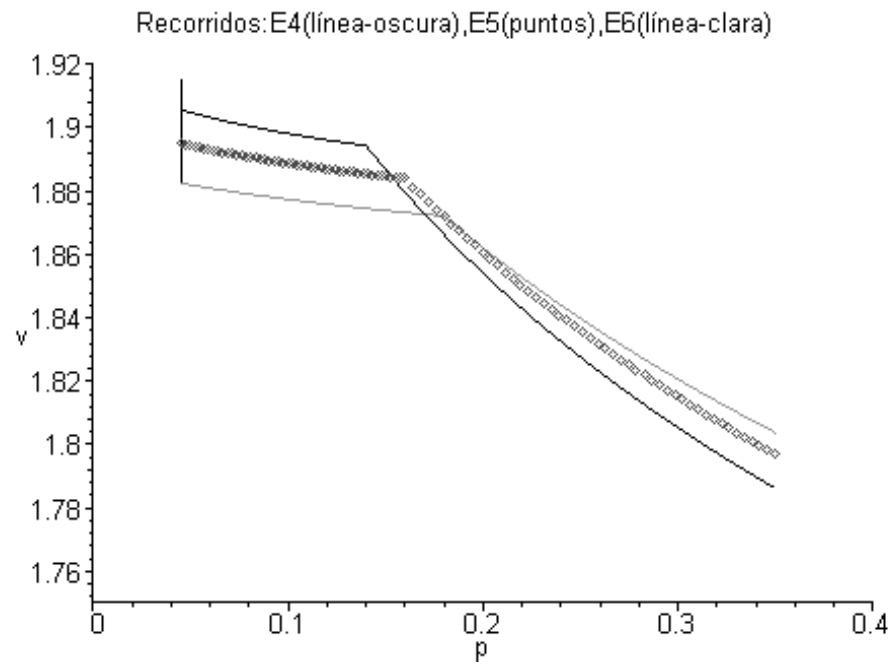


Figura 4.3: Variación del volumen específico respecto la tensión neta: Recorridos E4, E5 y E6.

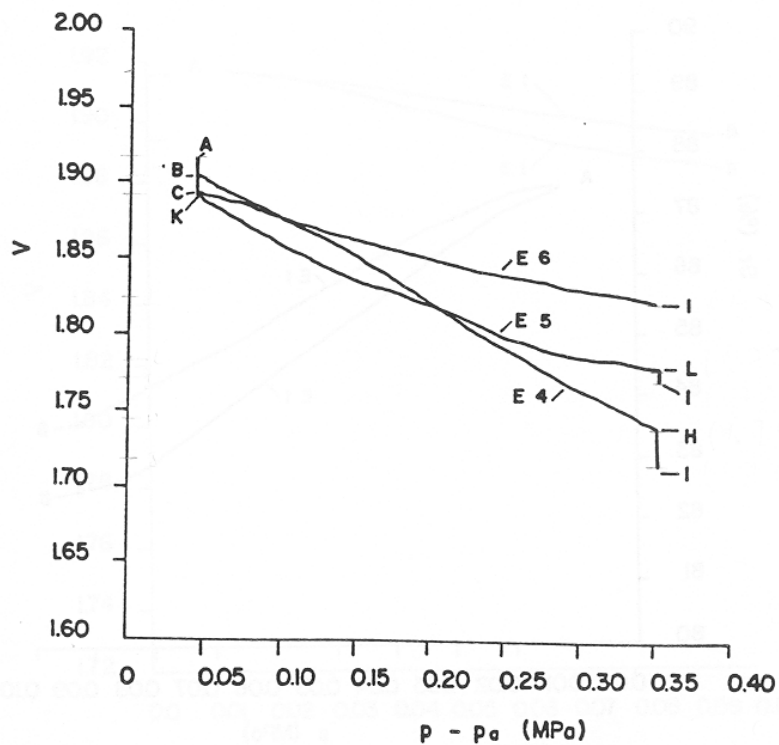


Figura 4.4 : Variación del volumen específico respecto la tensión neta:
Recorridos E4, E5 y E6 (De Josa (88)).

4.2. Tests propuestos.

Para poder validar el modelo de rigidez, determinar el nivel de preconsolidación y calcular el valor de las constantes de rigidez con mayor precisión, se propone la realización de los siguientes tests. Estos tests son equivalentes a los propuestos en Josa (88), con la diferencia fundamental que supone conocer el valor que ha de tomar la variable. Estas pruebas deben realizarse en sistemas triaxiales de medición de suelos no saturados y son los que a continuación se relacionan.

- 1) Validación del modelo de rigidez para cargas de tensión neta.

Para validar el modelo de rigidez para cargas de tensión neta a succión constante, determinar el nivel de preconsolidación p_0 y calcular el valor de las constantes de rigidez λ y κ ; todo ello con el máximo nivel de precisión, se proponen los dos tests que se muestran a continuación. Ambas pruebas deben realizarse para diversos niveles de succión s_1 .

a) Representar gráficamente los valores $(v, \ln(p + s_1))$, para cargas de tensión neta, siguiendo el camino tensional $s = s_1$.

Los valores κ y λ se obtendrán de las dos pendientes que presente dicha gráfica. El nivel de preconsolidación p_0 será el nivel de tensión neta en el cual se encuentre el cambio de una a otra pendiente, y corresponderá con el nivel de preconsolidación p_0 a succión s_1 .

O bien, el siguiente test equivalente al anterior:

b) Representar gráficamente los valores $(-\Delta v_n, \ln(p_n + s_1))$, para cargas incrementales de tensión neta, siguiendo el camino tensional $s = s_1$.

Se propone realizar el siguiente procedimiento iterativo, hasta llegar al límite de precisión del sistema triaxial, para poder acotar el valor de p_0 con la máxima exactitud.

Paso 1: Dado un valor de tensión neta p^0 inicial (valor mínimo de tensión neta admisible por el sistema triaxial) y dado el nivel de succión s_1 , se calcula la malla de tensiones:

$$p_n = \exp(n)(p^0 + s_1) - s_1, \quad n \geq 0, \quad (4.1)$$

hasta llegar al nivel de tensión neta máximo admisible por el sistema triaxial.

Realizando cargas incrementales de tensión neta y siguiendo el camino tensional $s = s_1$, se miden los siguientes valores:

$$\Delta v_n = v_{n+1} - v_n = v(p_{n+1}) - v(p_n) \quad (4.2)$$

o incremento de volumen específico en el intervalo tensional $[p_n, p_{n+1}]$.

Representando gráficamente los valores $(-\Delta v_n, p_n)$ corresponderán con una gráfica del tipo:

$$-\Delta v_n \simeq \begin{cases} \kappa & , \quad n \leq k \\ \lambda & , \quad n > k \end{cases}$$

para un cierto valor de k El nivel de preconsolidación p_0 estará comprendido en el intervalo de **tránsito** $[p_k, p_{k+1}]$.

Paso 2: Repetir el proceso anterior con una nueva malla, ahora dentro del intervalo $[p_k, p_{k+1}]$, y con, por ejemplo, 10 nuevas tensiones:

$$p_k^i = \exp(0.1i)(p_k + s_1) - s_1, \quad 0 \leq i \leq 10. \quad (4.3)$$

Tomando una nueva muestra, y realizando de nuevo cargas incrementales de tensión neta a partir de p_k , siguiendo el camino tensional $s = s_1$, se miden ahora los valores:

$$\Delta v_k^i = v_k^{i+1} - v_k^i = v(p_k^{i+1}) - v(p_k^i). \quad (4.4)$$

El nivel de preconsolidación p_0 estará comprendido en el nuevo intervalo de tránsito $[p_k^j, p_k^{j+1}]$, siendo:

$$-10\Delta v_k^i \simeq \begin{cases} \varkappa & , \quad i \leq j \\ \lambda & , \quad i > j \end{cases}$$

Paso 3: Repetir el proceso anterior en el intervalo tensional $[p_k^j, p_k^{j+1}]$.

Permutando las variables de estado, se pueden realizar los correspondientes tests para cargas de succión.

2) Validación del modelo de rigidez para cargas de succión.

Para validar el modelo de rigidez para cargas de succión a tensión neta constante, determinar el nivel de preconsolidación s_0 y calcular el valor de las constantes de rigidez λ_s y \varkappa_s ; todo ello con el máximo nivel de precisión, se proponen los dos tests que se muestran a continuación. Ambas pruebas se deberán realizar para diversos niveles de tensión neta p_1 .

a) **Representar gráficamente los valores** $(v, \ln(s + p_1))$, **para cargas de succión, siguiendo el camino tensional** $p = p_1$.

Los valores \varkappa_s y λ_s se obtendrán de las dos pendientes que presente dicha gráfica. El nivel de preconsolidación s_0 será el nivel de succión en el cual se encuentre el cambio de una a otra pendiente, y corresponderá con el nivel de preconsolidación s_0 a tensión neta p_1 .

O bien, el siguiente test equivalente al anterior:

b) **Representar gráficamente los valores** $(-\Delta v_n, \ln(s_n + p_1))$, **para cargas incrementales de succión, siguiendo el camino tensional** $p = p_1$.

Se propone realizar el siguiente procedimiento iterativo, hasta llegar al límite de precisión del sistema triaxial, para poder acotar el valor de s_0 con la máxima exactitud.

Paso 1: Dado un valor de tensión neta s^0 inicial (valor mínimo de succión admisible por el sistema triaxial) y dado el nivel de tensión neta p_1 , se calcula la malla de succiones:

$$s_n = \exp(n)(s^0 + p_1) - p_1, \quad n \geq 0, \quad (4.5)$$

hasta llegar al nivel de succión máximo admisible por el sistema triaxial.

Realizando cargas incrementales de succión y siguiendo el camino tensional $p = p_1$, se miden los siguientes valores:

$$\Delta v_n = v_{n+1} - v_n = v(s_{n+1}) - v(s_n) \quad (4.6)$$

o incremento de volumen específico en el intervalo tensional $[s_n, s_{n+1}]$.

Representando gráficamente los valores $(-\Delta v_n, s_n)$ corresponderán con una gráfica del tipo:

$$-\Delta v_n \simeq \begin{cases} \kappa_s & , \quad n \leq k \\ \lambda_s & , \quad n > k \end{cases}$$

para un cierto valor de k El nivel de preconsolidación s_0 estará comprendido en el intervalo de **tránsito** $[s_k, s_{k+1}]$.

Paso 2: Repetir el proceso anterior con una nueva malla, ahora dentro del intervalo $[s_k, s_{k+1}]$, y con, por ejemplo, 10 nuevas succiones:

$$s_k^i = \exp(0.1i)(s_k + p_1) - p_1, \quad 0 \leq i \leq 10. \quad (4.7)$$

Tomando una nueva muestra, y realizando de nuevo cargas incrementales de succión a partir de s_k , siguiendo el camino tensional $p = p_1$, se miden ahora los valores:

$$\Delta v_k^i = v_k^{i+1} - v_k^i = v(s_k^{i+1}) - v(s_k^i). \quad (4.8)$$

El nivel de preconsolidación s_0 estará comprendido en el nuevo intervalo de tránsito $[s_k^j, s_k^{j+1}]$, siendo:

$$-10\Delta v_k^i \simeq \begin{cases} \kappa_s & , \quad i \leq j \\ \lambda_s & , \quad i > j \end{cases}$$

Paso 3: Repetir el proceso anterior en el intervalo tensional $[s_k^j, s_k^{j+1}]$.

5. Modelo de preconsolidación.

El modelo de preconsolidación es el responsable de determinar los lugares geométricos tensionales $p_0(s)$ y $s_0(p)$, donde el comportamiento del suelo pasa de ser elástico a elastoplástico o, lo que es lo mismo, donde las deformaciones pasan de ser recuperables y de pequeña magnitud a irreversibles en su mayor parte y de gran magnitud, para cargas de tensión neta y de succión (ver Figuras 3.2 y 3.3).

Estos lugares geométricos se denominan superficies de fluencia, S_f . Existen de dos tipos:

- $S_{f,p}$ **superficie de fluencia para cargas de tensión neta**, determina el punto de fluencia, para cargas de tensión neta a succión constante s ; viene dada por la función $S_{f,p}(s) = p_0(s)$ que depende de la variable de estado s , y
- $S_{f,s}$ **superficie de fluencia para cargas de succión**, determina el punto de fluencia, para cargas de succión a tensión neta constante p ; viene dada por la función $S_{f,s}(p) = s_0(p)$ que depende de la variable de estado p .

El modelo de preconsolidación debe ser capaz de reproducir diversos aspectos o características del comportamiento deformacional de los suelos no saturados. Algunos de esos aspectos se enuncian a continuación.

1.- El modelo de rigidez estudia únicamente el comportamiento 'dinámico' de la deformabilidad del suelo, esto es, cuanto varía el volumen específico respecto de variaciones de las variables de estado. Sin embargo, el modelo de preconsolidación estudia tanto el comportamiento 'dinámico' de la preconsolidación del suelo (esto es, cuanto varía el nivel de preconsolidación respecto de variaciones de las variables de estado), como el estado inicial de preconsolidación del suelo, antes de que se realice ninguna carga. El comportamiento 'dinámico' del modelo de preconsolidación es determinado utilizando el modelo de rigidez. El estado inicial de preconsolidación del suelo debe ser considerado como una condición inicial del problema.

2.- El nivel de preconsolidación $(p_0(s), s_0(p))$ depende de:

- El nivel tensional (p, s) en el que se encuentra el suelo.
- El recorrido o camino tensional que ha seguido hasta alcanzar ese nivel (p, s) , y el nivel de preconsolidación en el que se encontraba el suelo cuando inició ese recorrido.

- Los recorridos tensionales donde se realizan cargas de una sola variable, modifican los dos niveles de preconsolidación. Por tanto, en contra de lo que sucede en el caso saturado, aquí el nivel de preconsolidación no corresponde con el nivel tensional más alto al que ha estado sometido el suelo.

3.- El modelo de preconsolidación debe ser capaz de reproducir los **fenómenos** fundamentales del comportamiento deformacional de los suelos no saturados, como pueden ser:

- Incremento del nivel p_0 y desarrollo de deformaciones irreversibles, para cargas de succión (acoplamiento).
- Desarrollo de deformaciones elásticas reversibles, para descargas de succión a bajos niveles de tensión neta.
- Desarrollo de deformaciones irreversibles (colapso), para descargas de succión a altos niveles de tensión neta.

4. El modelo de preconsolidación debe verificar ciertas **condiciones** o circunstancias bien conocidas experimentalmente del comportamiento deformacional de los suelos, como pueden ser:

- El comportamiento deformacional (incremento del volumen específico) del suelo no depende del recorrido tensional siempre que se realizan monótona y alternativamente cargas de tensión neta y descargas de succión (superficie de estado).
- El movimiento de la superficie de fluencia es una 'medida' de la deformación volumétrica irreversible (o deformación plástica). Debe existir una relación simple y directa entre estas dos magnitudes. Lo que implica, en particular, que para caminos tensionales con iguales superficies de fluencia iniciales y finales, las deformaciones volumétricas irreversibles deben ser idénticas. Asimismo, la no existencia de deformaciones plásticas coincide con la inamovilidad de la superficie de fluencia.
- El fenómeno de colapso bajo humedecimiento es esencialmente el mismo proceso que el de compresión plástica bajo cargas isotropas (de tensión neta) por encima del nivel de fluencia. Además, las magnitudes de dichas deformaciones plásticas para ambos procesos deben ser idénticas.

De la formulación de los modelos de preconsolidación y rigidez se obtiene un modelo de deformabilidad, y a partir de aquí, el correspondiente modelo de plasticidad para suelos no saturados, que incluye la superficie de fluencia, los parámetros de endurecimiento, las leyes de endurecimiento y las leyes de flujo.

5.1. Introducción: Construcción de la superficie de fluencia de Alonso et al. (90) a partir del modelo de rigidez.

Una vez separados los modelos correspondientes al estudio de la rigidez y de la preconsolidación del suelo, y teniendo en cuenta que en la construcción del modelo de preconsolidación se utiliza el modelo de rigidez, podemos obtener diversos modelos de preconsolidación variando el modelo de rigidez.

Con el fin de comparar el comportamiento del modelo propuesto en este trabajo y el modelo constitutivo de Alonso et al (90), vamos a construir las superficies de fluencia que se obtienen al utilizar la estrategia utilizada en Alonso et al (90) con el modelo de rigidez.

5.1.1. Presentación.

El **objetivo** es obtener las expresiones analíticas de las superficies de fluencia para cargas de tensión neta y para cargas de succión.

La **estrategia** será la utilizada en Alonso et al (90), y que podemos desglosar, a grandes rasgos, de la siguiente forma:

- Elegir convenientemente un 'tipo de camino', por ejemplo, aquel donde el comportamiento deformacional es independiente del recorrido, esto es, camino monótono de cargas de tensión neta y descargas de succión alternativas.
- Elegir un parámetro de referencia p_c , por ejemplo, el inicio del nivel tensional del camino.
- Imponer una condición de tipo elastoplástico:

$$\Delta v[r_1] = \Delta v[r_2]. \quad (5.1)$$

para recorridos r_1 y r_2 que verifican (ver Figura 5.1):

- Ambos empiezan y terminan en los mismos puntos tensionales.
- Las superficies de fluencia iniciales y finales para ambos recorridos son las mismas.

La condición (5.1) se determina utilizando el modelo de rigidez.

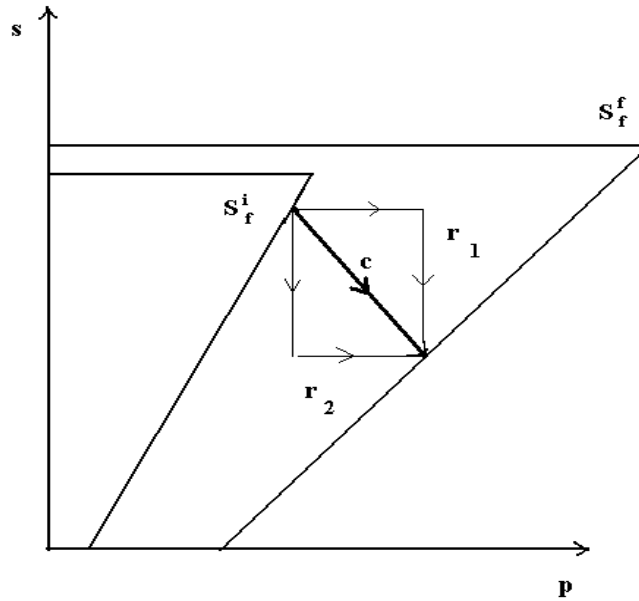


Figura 5.1 : Recorridos tensionales con las mismas superficies de fluencia iniciales y finales.

5.1.2. Formulación.

A continuación presentamos las expresiones analíticas y las gráficas de las superficies de fluencia, obtenidas con la estrategia expuesta en el apartado anterior y a partir del modelo de rigidez.

Se obtienen las superficies de fluencia para cargas de tensión neta correspondientes a los siguientes 'tipos de camino':

- Camino de carga de tensión neta y descarga de succión.
- Camino de carga de tensión neta y succión constante.

Y la superficie de fluencia para cargas de succión correspondiente al siguiente 'tipo de camino':

- Camino de descarga de tensión neta y carga de succión.

Dichas superficies se obtienen, a su vez, para diversos parámetros de referencia p_c , y para diversos niveles de preconsolidación (p_0^*, s_0^*) . Se han utilizado los mismos valores de las constantes del modelo de rigidez en todos los casos.

A partir de las gráficas que se muestran a continuación, se puede comprobar la fuerte dependencia de la superficie de fluencia obtenida, respecto del 'tipo de camino' y del parámetro de referencia elegidos.

Por último, acoplaremos gráficamente las superficies de fluencia para cargas de tensión neta y las superficies para cargas de succión.

5.1.2.1. Camino de carga de tensión neta y descarga de succión.

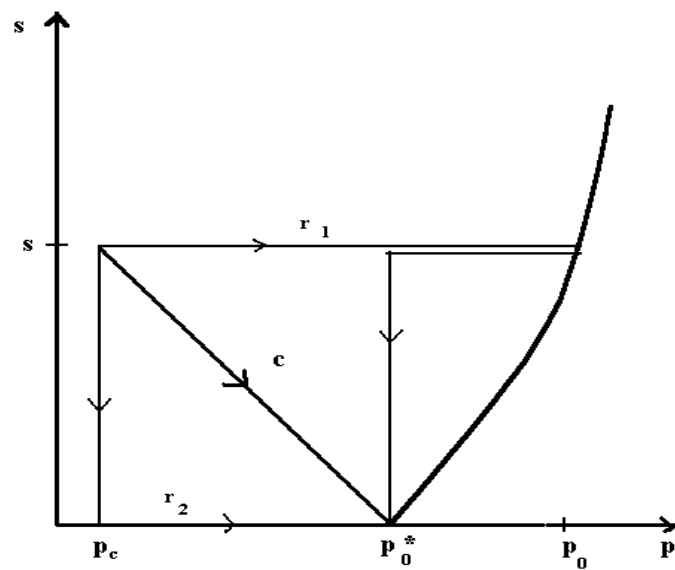


Figura 5.2 : Recorridos tensionales para un camino c de carga de tensión neta y descarga de succión.

Si seleccionamos:

- i) Un camino c de carga de tensión neta y descarga de succión como el de la Figura 5.2,
- ii) Un parámetro de referencia p_c , coincidente con el inicio de tensión neta, como el que aparece en la Figura 5.2,

Imponemos la condición elastoplástica (5.1) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.2 (cuyas superficies de fluencia iniciales y finales coinciden).

E **integraremos** las expresiones (3.9, 3.10, 3.11 y 3.12) del modelo de rigidez, con el valor de las constantes que aparecen en la Tabla 5.1, a lo largo de los recorridos r_1 y r_2 .

Obtenemos la siguiente expresión de la superficie de fluencia $S_{f,p}(s)$:

$$\left(\frac{p_c}{s+p_c}\right)^{\varkappa_s} \left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^\lambda = \left(\frac{p_0+s}{s+p_c}\right)^\lambda \left(\frac{p_0^*+s}{s+p_0}\right)^{\varkappa} \left(\frac{p_0^*}{s+p_0^*}\right)^{\varkappa_s}. \quad (5.2)$$

Cuya **gráfica** se representa en las Figuras 5.3 y 5.4, para diversas combinaciones de los valores de la constante de preconsolidación p_0^* y del parámetro de referencia p_c (ver Tabla 5.1).

Ctes. de rigidez	Ctes. preconsolidación	Ctes. referencia
$\lambda = 0.14$	$p_0^* = 0.2, 0.4$ y 0.6	$p_c = 0.1, 0.2$ y 0.4
$\varkappa = 0.015$		
$\lambda_s = 0.05$		
$\varkappa_s = 0.01$		

Tabla 5.1 : Valor de las constantes de rigidez, preconsolidación y referencia.

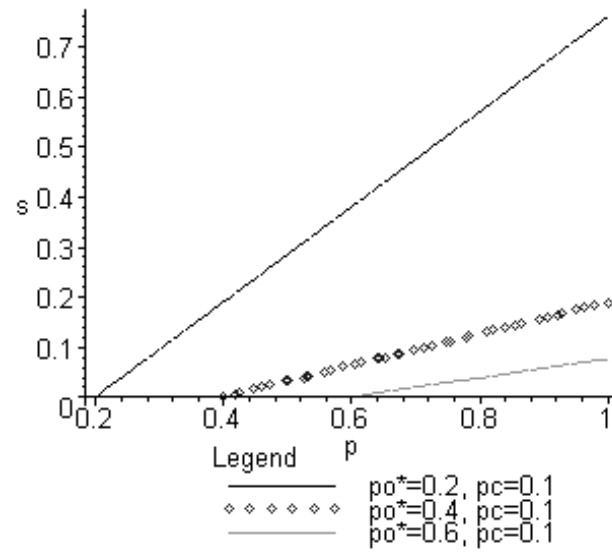


Figura 5.3 : Superficie de fluencia para cargas de tensión neta, a partir del camino **c** de la Figura 5.2.

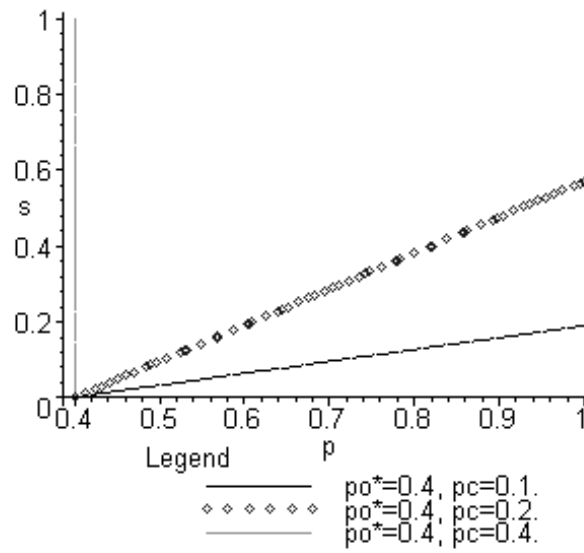


Figura 5.4 : Superficies de fluencia para cargas de tensión neta,
a partir del camino \mathbf{c} de la Figura 5.2.

5.1.2.2. Camino de carga de tensión neta y succión constante.

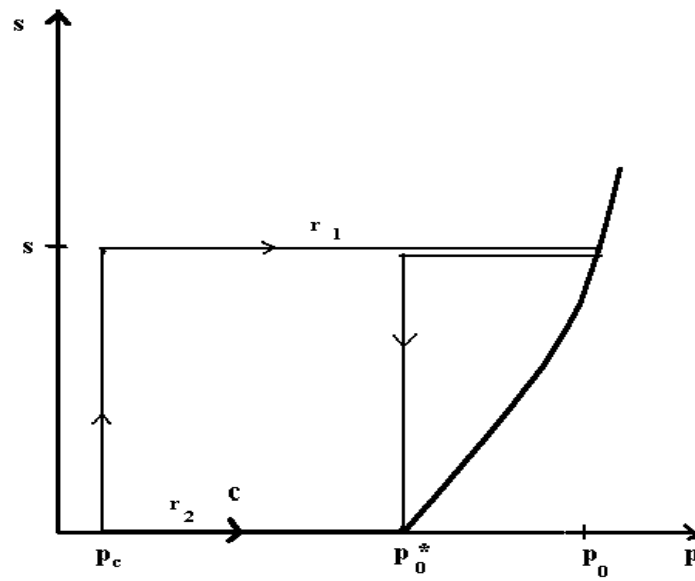


Figura 5.5: Recorridos tensionales para un camino \mathbf{c} de carga de tensión neta.

Si **seleccionamos**:

- i) Un camino c de carga de tensión neta y succión constante como el de la Figura 5.5,
- ii) Un parámetro de referencia p_c , coincidente con el inicio de tensión neta, como el que aparece en la Figura 5.5,

Imponemos la condición elastoplástica (5.1) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.5 (cuyas superficies de fluencia iniciales y finales coinciden).

E **integramos** las expresiones (3.9, 3.10, 3.11 y 3.12) del modelo de rigidez, con el valor de las constantes que aparecen en la Tabla 5.2, a lo largo de los recorridos r_1 y r_2 .

Obtenemos la siguiente expresión de la superficie de fluencia $S_{f,p}(s)$:

$$\left(\frac{p_0^*}{p_c}\right)^\lambda = \left(\frac{p_c + s}{p_c}\right)^{\lambda_s} \left(\frac{p_0 + s}{s + p_c}\right)^\lambda \left(\frac{p_0^* + s}{s + p_0}\right)^{\varkappa} \left(\frac{p_0^*}{s + p_0^*}\right)^{\varkappa_s}. \quad (5.3)$$

Cuya **gráfica** se representa en las Figuras 5.6, para diversas combinaciones de los valores de la constante de preconsolidación p_0^* y del parámetro de referencia p_c (ver Tabla 5.2).

Ctes. de rigidez	Ctes. preconsolidación	Ctes. referencia
$\lambda = 0.14$	$p_0^* = 0.2, 0.4$ y 0.6	$p_c = 0.1$.
$\varkappa = 0.015$		
$\lambda_s = 0.05$		
$\varkappa_s = 0.01$		

Tabla 5.2 : Valor de las constantes de rigidez, preconsolidación y referencia.

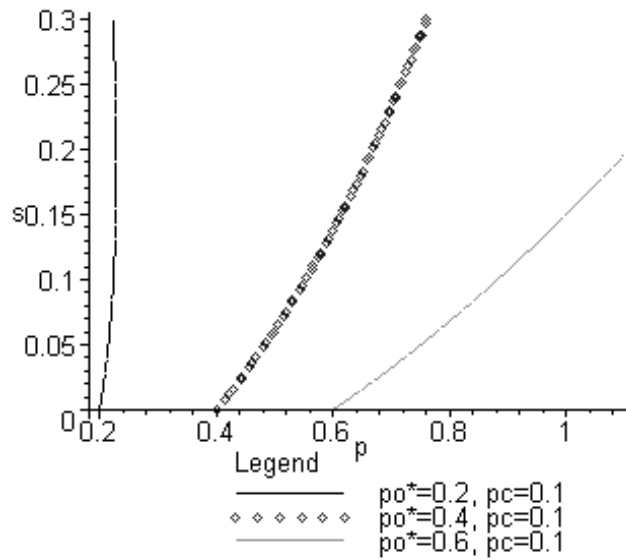


Figura 5.6 : Superficies de fluencia para cargas de tensión neta, a partir del camino \mathbf{c} de la Figura 5.5.

5.1.2.3. Camino de descarga de tensión neta y carga de succión.

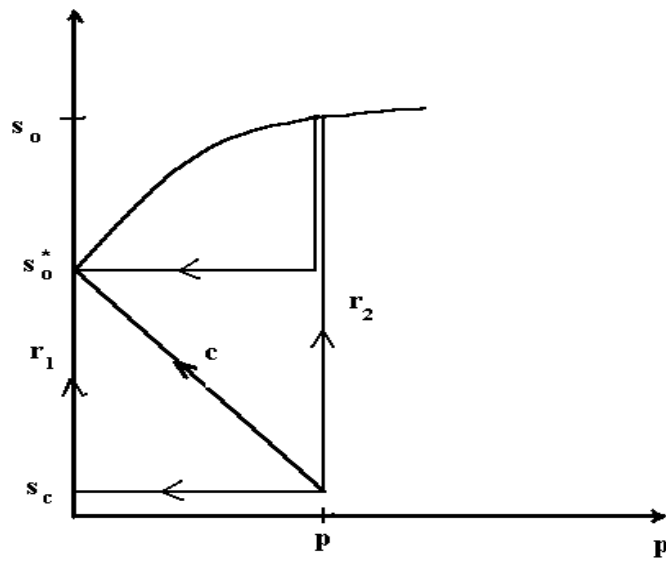


Figura 5.7 : Recorridos tensionales para un camino \mathbf{c} de descarga de tensión neta y carga de succión.

Si **seleccionamos**:

- i) Un camino \mathbf{c} de descarga de tensión neta y carga de succión, como el de la Figura 5.7,
- ii) Un parámetro de referencia s_c , coincidente con el inicio de succión, como el que aparece en la Figura 5.7,

Imponemos la condición elastoplástica (5.1) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.7 (cuyas superficies de fluencia iniciales y finales coinciden).

E **integramos** las expresiones (3.9, 3.10, 3.11 y 3.12) del modelo de rigidez, con el valor de las constantes que aparecen en la Tabla 5.3, a lo largo de los recorridos r_1 y r_2 .

Obtenemos la siguiente expresión de la superficie de fluencia $S_{f,s}(p)$:

$$\left(\frac{s_c}{p+s_c}\right)^{\varkappa}\left(\frac{s_0^*}{s_c}\right)^{\lambda_s}=\left(\frac{s_0+p}{s_c+p}\right)^{\lambda_s}\left(\frac{p+s_0^*}{s_0+p}\right)^{\varkappa_s}\left(\frac{s_0^*}{s_0^*+p}\right)^{\varkappa}.\tag{5.4}$$

Cuya **gráfica** se representa en las Figuras 5.8 y 5.9, para diversas combinaciones de los valores de la constante de preconsolidación s_0^* y del parámetro de referencia s_c (ver Tabla 5.3).

Ctes. de rigidez	Ctes. preconsolidación	Ctes. referencia
$\lambda = 0.14$	$s_0^* = 0.2, 0.4$ y 0.6	$s_c = 0.1, 0.2$ y 0.4 .
$\varkappa = 0.015$		
$\lambda_s = 0.05$		
$\varkappa_s = 0.01$		

Tabla 5.3 : Valor de las constantes de rigidez, preconsolidación y referencia.

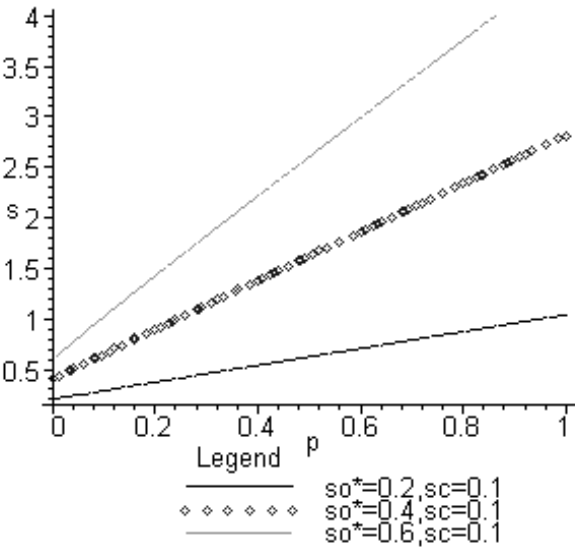


Figura 5.8 : Superficies de fluencia para cargas de succión, a partir del camino **c** de la Figura 5.7.

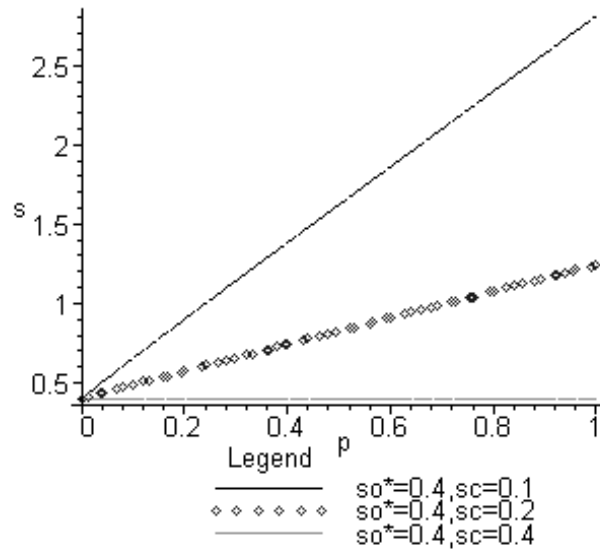


Figura 5.9 : Superficies de fluencia para cargas de succión, a partir del camino **c** de la Figura 5.7.

5.1.2.4. Acoplamiento gráfico de las dos superficies de fluencia.

Acoplando gráficamente las Figuras 5.6 y 5.8 anteriores, obtenemos la superficie de fluencia para cargas de tensión neta y de succión. Dicha superficie se muestra en la Figura 5.10, para los mismos valores de las constantes de rigidez y para las combinaciones de las constantes de preconsolidación y referencia que se muestran en la Tabla 5.4.

Ctes. preconsolidación	Ctes. referencia
$p_0^* = 0.2, s_0^* = 0.2$	$p_c = 0.085, s_c = 0.17$
$p_0^* = 0.4, s_0^* = 0.4$	$p_c = 0.16, s_c = 0.33$
$p_0^* = 0.6, s_0^* = 0.6$	$p_c = 0.2, s_c = 0.5$

Tabla 5.4 : Valor de las constantes de preconsolidación y referencia.

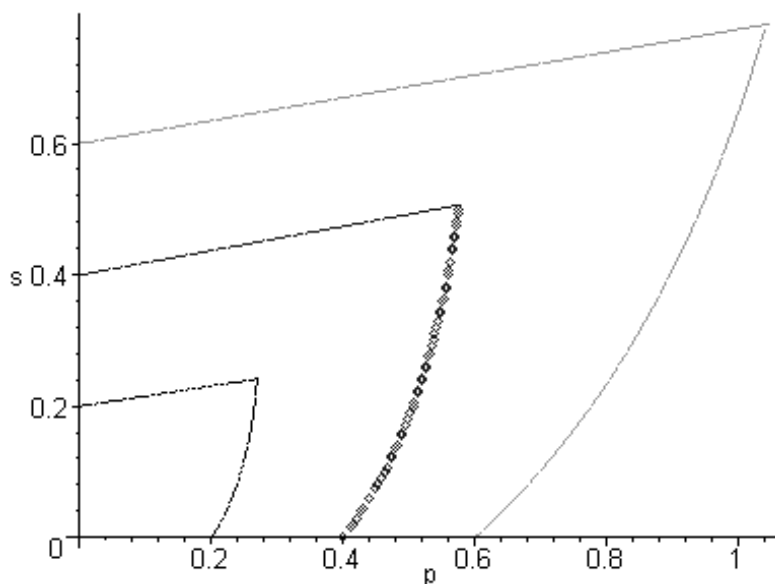


Figura 5.10 : Superficies de fluencia acopladas para cargas de tensión neta y de succión.

5.1.3. Resultados.

El **resultado** de la formulación anterior son superficies de fluencia, semejantes a las obtenidas en Alonso et al (90), válidas para todo el rango tensional, cuyo comportamiento cualitativo y cuantitativo es capaz de reproducir los principales fenómenos deformacionales de los suelos no saturados. Además, las superficies obtenidas en Alonso et al (90) han sido extensamente validadas. Pero dichas superficies presentan los siguientes inconvenientes:

- Fuerte dependencia del 'tipo de camino' elegido.
- Fuerte dependencia del parámetro de referencia p_c elegido. Es difícil determinar el valor de dicho parámetro. El modelo así construido supone asumir que para un determinado p_0^* ($p_c = p_0^*$) la superficie de fluencia es una línea recta vertical en el plano (p, s) ($p = p_0^*$) (ver Figura 5.4), cuya existencia no ha sido experimentalmente validada (Wheeler et al. (95)).

5.2. Presentación: Construcción de la superficie de fluencia.

La formulación del problema global de deformabilidad de los suelos no saturados la hemos **subdivido** en:

$$\text{Modelo de deformabilidad} = \text{modelo de rigidez (dinámico)} + \\ + \text{modelo de preconsolidación (estático + dinámico)}.$$

Donde:

- El modelo de rigidez es un modelo dinámico: únicamente mide la pendiente de la variación del volumen específico para cargas de tensión neta y succión.
- El modelo de preconsolidación contiene una parte dinámica, que determina la pendiente y movimiento de las superficies de fluencia para cargas de tensión neta y succión, y otra parte estática, que determina las superficies de fluencia iniciales.

Como consecuencia de lo anterior, realizamos una **segunda subdivisión** del modelo de la siguiente forma:

$$\text{Modelo de preconsolidación} = \text{Superficie de fluencia inicial} + \\ + \text{Superficie de fluencia dinámica}.$$

Donde:

La **Superficie de fluencia inicial** es la correspondiente al estado inicial del problema. Es la superficie de fluencia en la que se encuentra el suelo en el momento en el que se inicia los recorridos tensionales considerados. Por tanto, corresponde con el 'pasado' tensional del suelo; lo que implica que el modelo es incapaz de simularlo.

La **Superficie de fluencia dinámica** se determina a partir de considerar y acoplar los fenómenos mas relevantes del comportamiento deformacional de los suelos. Determinando la expresión analítica de dichos fenómenos a partir del modelo de rigidez.

El modelo de preconsolidación o **Superficie de fluencia final** se construye, por tanto, considerando conjuntamente la superficie de fluencia inicial y la dinámica.

5.2.1. Superficie de fluencia inicial.

La *superficie de fluencia inicial* S_f^i se construye a partir de los niveles de preconsolidación para los casos saturado ($s=0$) y $p=0$ (p_0^*, s_0^*); y de, al menos, dos nuevos niveles de preconsolidación para ciertos niveles tensionales. Este es, queda determinada por los siguientes datos iniciales del problema (ver Figura 5.11):

$$S_f^i \equiv S_f^i(p_0^*, s_0^*, p_0', s_0'). \quad (5.5)$$

donde:

p_0' = nivel de preconsolidación de tensión neta para $s = s_0^*$, y
 s_0' = nivel de preconsolidación de succión para $p = p_0^*$.

Por tanto, requiere la realización de al menos dos tests para determinar los niveles de preconsolidación (p_0', s_0') (ver apartado 4.2).

Consideramos como $S_{f,p}^i$ la recta que une los puntos $(p_0^*, 0)$ y (p_0', s_0^*) , y como $S_{f,s}^i$ la recta que une los puntos $(0, s_0^*)$ y (p_0^*, s_0') .

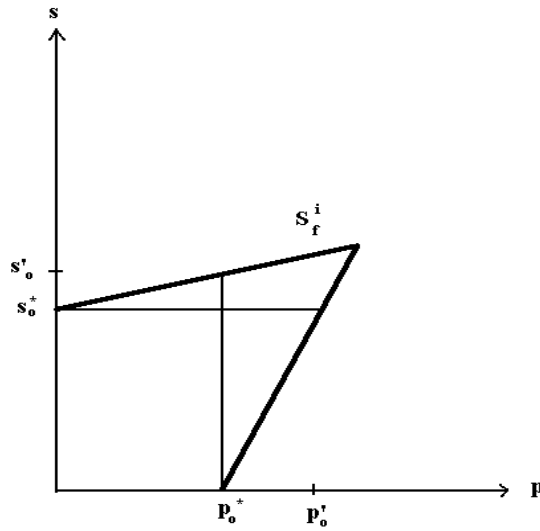


Figura 5.11 : Superficie de fluencia inicial.

5.2.2. Fenómenos deformacionales mas relevantes.

Presentamos la relación de fenómenos y/o condiciones mas relevantes del comportamiento deformacional de los suelos no saturados. Se trata de fenómenos suficientemente validados (Alonso et al. (87) y Josa et al. (87)).

El objetivo de este capítulo es formular el modelo de preconsolidación de forma que incluya estos fenómenos; y para ello determinaremos en el siguiente apartado su expresión analítica.

A continuación realizamos una breve descripción de dichos fenómenos.

1.- Fenómeno de acoplamiento.

Se denomina fenómeno de acoplamiento al existente entre las dos superficies de fluencia: de tensión neta y de succión, y consiste en que si se realizan cargas de succión, cuando ésta ha alcanzado su nivel de preconsolidación, además de producirse el movimiento de la superficie de fluencia de succión, acopladamente se produce un movimiento de la superficie de fluencia de tensión neta.

2.- Movimiento o apoyo de las superficies de fluencia.

Cuando la tensión neta o la succión alcanza su nivel de preconsolidación, las cargas de dichas variables, mueven la superficie de fluencia correspondiente. Vamos a obtener la expresión analítica de ese movimiento, o apoyo de unas superficies en otras, a partir del siguiente criterio fundamental:

"el movimiento de la superficie de fluencia es una 'medida' de la deformación plástica".

Esto es, a partir de una superficie de fluencia, vamos a determinar el lugar geométrico de los puntos tensionales donde la deformación plástica es la misma, para cargas tensionales paralelas a los ejes coordenados.

3.- Fenómeno de de colapso.

Se denomina fenómeno de colapso al desarrollo de deformaciones irreversibles debidas a descargas de succión a partir de un cierto nivel de tensión neta. Además, se ha observado (Alonso et al. (87), Wheeler (95)) que el fenómeno de colapso bajo humedecimiento es esencialmente el mismo que la compresión plástica que ocurre bajo carga isotropa por encima del nivel de fluencia.

5.2.3. Superficie de fluencia dinámica.

El *movimiento de la superficie de fluencia* queda determinado a partir de considerar y acoplar los tres fenómenos expuestos, los cuales corresponden con tres tipos distintos de carga plástica. Por tanto, uniendo todo lo anterior, la superficie de fluencia se puede representar como:

$$S_f \equiv S_f^i + S_f^a + S_f^p + S_f^c \quad (5.6)$$

Donde:

- S_f^a es la **condición de fluencia de acoplamiento** que determina analíticamente el fenómeno del acoplamiento.
- S_f^p es la **condición de fluencia de movimiento o apoyo** que determina analíticamente el movimiento de la superficie de fluencia.
- S_f^c es la **condición de fluencia de colapso** que determina analíticamente el fenómeno del colapso.

Y dependiendo del recorrido tensional, intervendrán unas u otras condiciones de fluencia.

5.3. Formulación: Condiciones de fluencia.

Vamos a determinar la expresión analítica de las tres condiciones de fluencia.

Utilizaremos como **premisa** básica el siguiente criterio: el movimiento de las superficies de fluencia es una 'medida' de las deformaciones plásticas. Esto es, estableceremos una equivalencia entre el movimiento de cada una de las superficies de fluencia (para cargas de tensión neta y para cargas de succión) y el desarrollo plástico correspondiente.

Seguiremos una **estrategia** que consiste en elegir convenientemente:

- Dos recorridos tensionales r_1 y r_2 que reflejen el fenómeno correspondiente.
- Imponer una condición de tipo plástico:

$$\Delta v^p [r_1] = \Delta v^p [r_2] . \quad (5.7)$$

utilizando para su determinación el modelo de rigidez.

Como **resultado** de lo anterior se obtiene:

- Expresiones analíticas que miden cada uno de los fenómenos.
- Una 'medida' de deformación plástica en el espacio tensional $(p : s)$.
- Independencia de los recorridos elegidos.
- No es necesario un parámetro de referencia.

5.3.1. Condición de fluencia de acoplamiento.

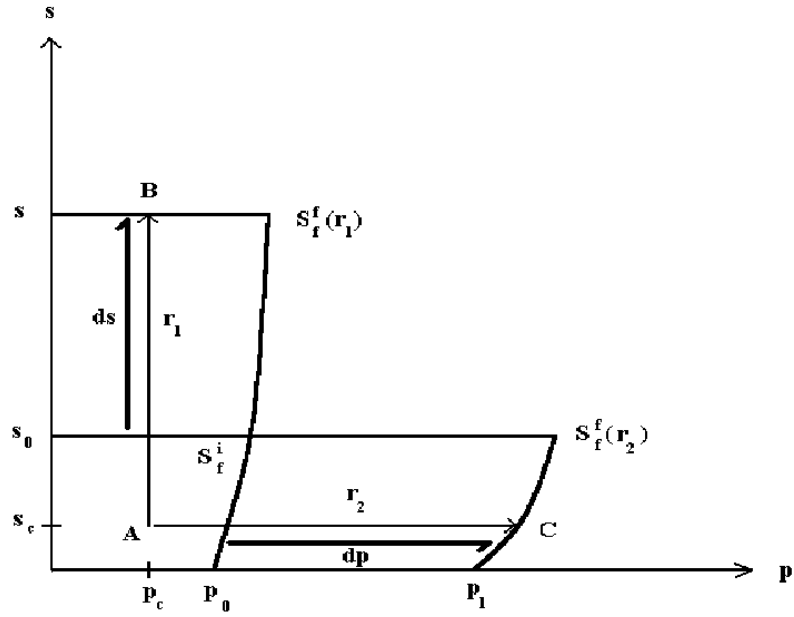


Figura 5.12: Recorridos tensionales para condición de acoplamiento.

Consideramos los recorridos tensionales, la superficie de fluencia inicial y las superficies de fluencia finales que aparecen en la Figura 5.12:

$$\begin{aligned} r_1 &= A : B \\ r_2 &= A : C \end{aligned}$$

que verifica: $S_f^i(r_1) = S_f^i(r_2)$.

Imponemos la condición (5.7) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.12. Esta condición es equivalente a:

$$\Delta v^p[ds] = \Delta v^p[dp]. \quad (5.8)$$

De la expresión (5.8), suponiendo aditividad deformacional de la forma:

$$dv = dv^e + dv^p. \quad (5.9)$$

y utilizando el modelo de rigidez, obtenemos la **condición de fluencia de acoplamiento** $dp = S_f^a(ds)$, que tiene las siguientes expresiones equivalentes:

$$S_f^a \equiv \left(\frac{p_c + s}{p_c + s_0} \right)^{\lambda_s - \kappa_s} = \left(\frac{p_1 + s_c}{p_0 + s_c} \right)^{\lambda - \kappa}. \quad (5.10)$$

o bien:

$$S_f^a \equiv p_1 = \left(\frac{p_c + s}{p_c + s_0} \right)^{\lambda_s - \kappa_s / \lambda - \kappa} (p_0 + s_c) - s_c. \quad (5.11)$$

La condición de acoplamiento S_f^a establece una equivalencia entre las deformaciones plásticas en el eje s y las deformaciones plásticas en el eje p .

5.3.2. Condición de fluencia de movimiento o apoyo.

A.- Condición de apoyo para cargas de tensión neta.

Consideramos dos tipos de recorridos, ambos reflejando el movimiento de la superficie de fluencia, pero mientras el primero no incluye el fenómeno de acoplamiento el segundo si lo hace, para obtener la misma expresión analítica en ambos casos.

1.- Sean los recorridos tensionales y la superficies de fluencia iniciales y finales que aparecen en la Figura 5.13:

$$\begin{aligned} r_1 &= A : B : C : D \\ r_2 &= A : E : D \end{aligned}$$

que verifican las siguientes condiciones:

- i) $S_f^i(r_1) = S_f^i(r_2)$.
- ii) $S_f^f(r_1) = S_f^f(r_2)$.

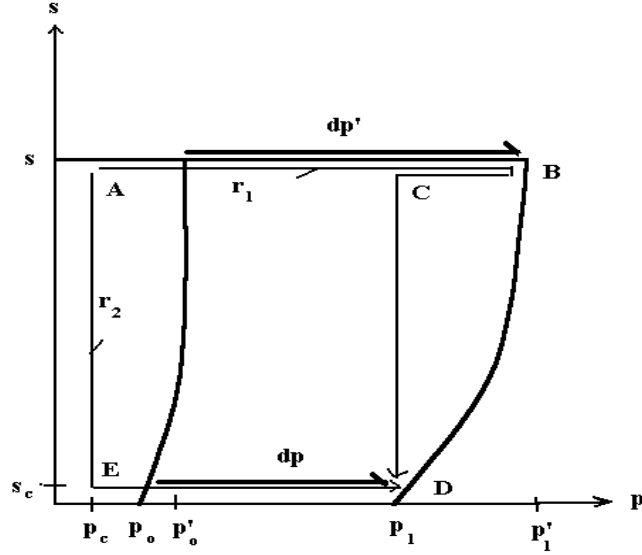


Figura 5.13: Recorridos tensionales para condición de apoyo.

Imponemos la condición (5.7) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.13. Esta condición es equivalente a:

$$\Delta v^p[dp'] = \Delta v^p[dp]. \quad (5.12)$$

De la expresión (5.12), suponiendo aditividad deformacional de la forma (5.9), y utilizando el modelo de rigidez, obtenemos la **condición de fluencia de apoyo** $dp' = S_{f,p}^p(dp)$, que tiene la siguiente expresión:

$$S_{f,p}^p \equiv \frac{p_1 + s_c}{p_0 + s_c} = \frac{p'_1 + s}{p'_0 + s}. \quad (5.13)$$

2.- Sean los recorridos tensionales y la superficies de fluencia iniciales y finales que aparecen en la Figura 5.14:

$$\begin{aligned} r_1 &= A : B : C : D : A \\ r_2 &= A : E : A \end{aligned}$$

que verifican las siguientes condiciones:

- i) $\Delta v^e[r_1] = \Delta v^e[r_2]$.
- i) $S_f^i(r_1) = S_f^i(r_2)$.
- ii) $S_{f,p}^f(r_1) = S_{f,p}^f(r_2)$.

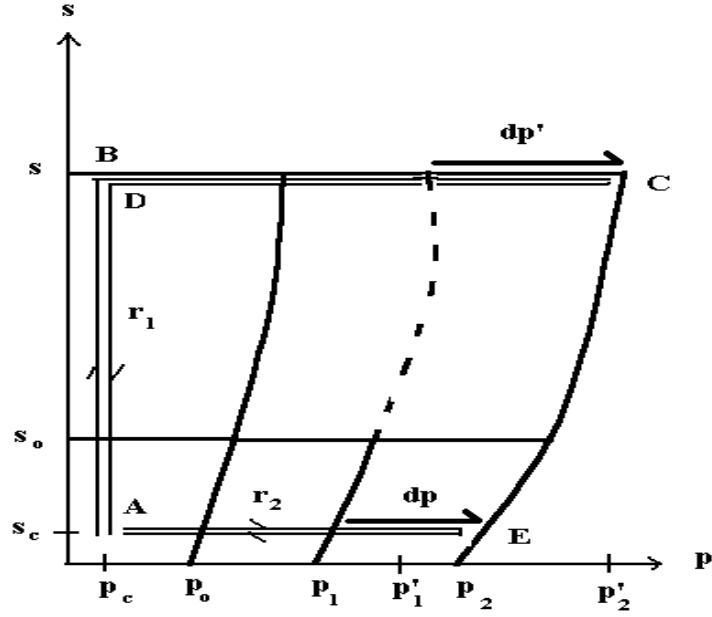


Figura 5.14 : Recorridos tensionales para condición de apoyo, incluyendo condición de acoplamiento.

Imponemos la condición (5.7) a los recorridos tensionales r_1 y r_2 de la Figura 5.14. Una vez aplicada la condición de acoplamiento, la condición (5.7) es equivalente a:

$$\Delta v^p[dp'] = \Delta v^p[dp]. \quad (5.14)$$

De la expresión (5.14), suponiendo aditividad deformacional de la forma (5.9), y utilizando el modelo de rigidez, obtenemos de nuevo la **condición de fluencia de apoyo** $dp' = S_{f,p}^p(dp)$, que en este caso, para los puntos tensionales de la Figura 5.14, tiene la expresión:

$$S_{f,p}^p \equiv \frac{p_2 + s_c}{p_1 + s_c} = \frac{p'_2 + s}{p'_1 + s}. \quad (5.15)$$

B.- Condición de apoyo para cargas de succión.

De forma equivalente a como se ha operado en el apartado anterior, se obtiene la expresión de la **condición de fluencia apoyo** para cargas de succión $S_{f,s}^p$ que tiene la forma:

$$S_{f,s}^p \equiv \frac{s_1 + p_c}{s_0 + p_c} = \frac{s'_1 + p}{s'_0 + p}. \quad (5.16)$$

Las condiciones de fluencia S_f^a , $S_{f,p}^p$ y $S_{f,s}^p$ establecen una 'medida' de deformación plástica en el espacio $(p : s)$.

5.3.3. Condición de fluencia de colapso.

Considerando que el fenómeno de colapso bajo humedecimiento, es esencialmente el mismo que la compresión plástica que ocurre bajo carga tensional por encima del nivel de fluencia, junto con la condición de apoyo, podemos representar la condición de colapso con las siguientes relaciones (ver Figura 5.15):

$$\Delta v^p[ds] = \Delta v^p[dp] = \Delta v^p[dp']. \quad (5.17)$$

Por tanto, la **condición de fluencia de colapso** $dp = S_f^c(ds) = S_{f,p}^p(dp')$ tiene la expresión:

$$\frac{p_2 + s_c}{p_1 + s_c} = \frac{p'_2 + s}{p'_1 + s}. \quad (5.18)$$

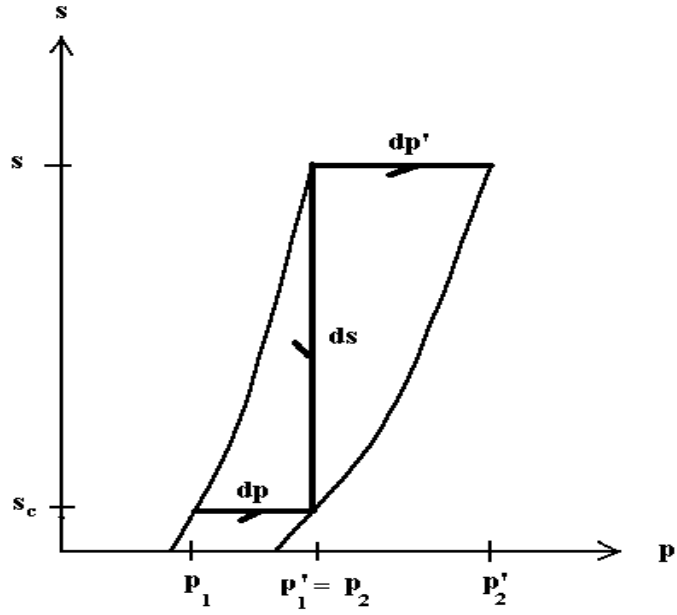


Figura 5.15: Recorridos tensionales para condición de colapso.

5.4. Formulación: Modelo de preconsolidación.

De todo lo expuesto en el presente capítulo, podemos concluir que el **modelo de preconsolidación** o superficie de fluencia final, se construye, dependiendo del tipo de carga tensional, con la intervención de unas u otras condiciones de fluencia, de la siguiente forma:

$S_f [ds > 0] \equiv S_f^i + S_{f,s}^p + S_f^a + S_{f,p}^p.$	(5.19)
$S_f [dp > 0] \equiv S_f^i + S_{f,p}^p.$	
$S_f [ds < 0] \equiv S_f^i + S_f^c.$	

Donde:

- S_f^i es la superficie de fluencia inicial, o condición inicial del problema, cuya construcción se expone en el apartado 5.2.1,
- S_f^a es la superficie de fluencia de acoplamiento, cuya expresión viene dada por (5.10) y (5.11).
- $S_{f,p}^p$ es la superficie de fluencia de apoyo para cargas de tensión neta, cuya expresión viene dada por (5.13) y (5.15).
- $S_{f,s}^p$ es la superficie de fluencia de apoyo para cargas de succión, cuya expresión viene dada por (5.16).
- S_f^c es la superficie de fluencia de colapso, cuya expresión viene dada por (5.18).

5.5. Comportamiento cualitativo: Líneas de isoplasticidad.

A continuación vamos a representar gráficamente la 'medida' de deformación plástica en el espacio $(p : s)$, que viene dada por las condiciones de fluencia S_f^a , $S_{f,p}^p$ y $S_{f,s}^p$. O lo que es lo mismo, determinar el lugar tensional donde el desarrollo plástico es el mismo.

A partir de una superficie de fluencia inicial, las cargas de succión, a partir de su nivel de preconsolidación producen los siguientes fenómenos:

- Movimiento de la superficie de fluencia de succión, conforme a la condición de apoyo para cargas de succión: $S_{f,s}^p$.
- Fenómeno de acoplamiento, conforme a la condición de acoplamiento: S_f^a , y como consecuencia,
- Movimiento de la superficie de fluencia de tensión neta, conforme a la condición de apoyo para cargas de tensión neta: $S_{f,p}^p$.

Todo lo anterior, lo representamos por la expresión:

$$S_f [ds > 0] \equiv S_f^i + S_{f,s}^p + S_f^a + S_{f,p}^p. \quad (5.20)$$

La gráfica de estos tres fenómenos en el espacio tensional $(p : s)$, o **líneas de isoplasticidad**, representa las diferentes longitudes de los recorridos tensionales paralelos a los ejes, cuya deformación plástica es la misma.

En la Figura 5.16 se representan las superficies de fluencia de tensión neta y de succión, obtenidas a partir de unas superficies iniciales, para cargas de succión. Los valores de las constantes de rigidez y de la superficie de fluencia inicial se muestran en la Tabla 5.5.

Suponemos que las superficies de fluencia para cargas de succión son rectas de la forma $s = s_0$. Los valores de las constantes de rigidez y de la superficie de fluencia inicial se han obtenido de Josa (88) y son los que se muestran en la Tabla 5.6.

Constantes. de rigidez	Constantes de la superficie de fluencia inicial.
$\lambda = 0.14$	$p_0^* = 0.055$
$\varkappa = 0.015$	$s_0^* = 0.03$
$\lambda_s = 0.05$	$p_0(s = 0.03) = 0.08875$
$\varkappa_s = 0.01$	

Tabla 5.6 : Valor de las constantes de rigidez y de la superficie de fluencia inicial, para el caolín utilizado por Josa (88).

En la Figura 5.17 se representan las superficies de fluencia que resultan de aplicar la expresión (5.20) para los recorridos tensionales de la Figura 4.1.

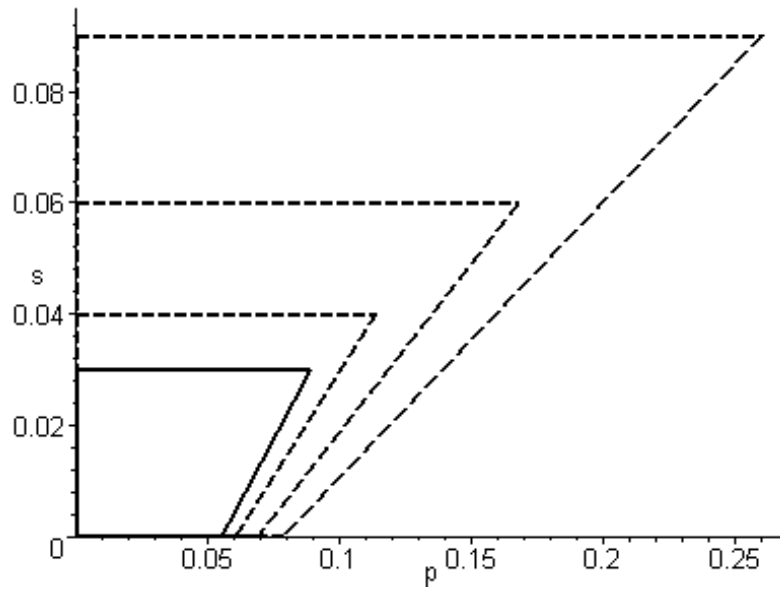


Figura 5.17 : Superficies de fluencia para los recorridos tensionales utilizados por Josa (88).

6. Formulación del modelo de deformabilidad.

El modelo de deformabilidad está compuesto por los modelos de rigidez y preconsolidación simultánea y acopladamente.

Modelo de deformabilidad = modelo de rigidez + modelo de preconsolidación.

6.1. Formulación: Modelo de rigidez preconsolidado.

A partir de los fenómenos mas relevantes del comportamiento deformacional de los suelos no saturados, hemos obtenido las **condiciones de fluencia**. Estas condiciones permiten determinar la forma y el **movimiento** de las superficies de fluencia, cuando se realiza alguna carga de las de tipo plástico, éstas cargas son:

- Cargas de succión, cuando se ha alcanzado el nivel de preconsolidación de succión,
- Cargas de tensión neta, cuando se ha alcanzado el nivel de preconsolidación de tensión neta, y
- Descargas de succión, para niveles suficientemente altos de tensión neta.

Pero todo movimiento de las superficies de fluencia está asociado a **deformaciones plásticas del suelo**, por tanto, cuando se realiza alguna carga de tipo plástico, se han de considerar las condiciones de fluencia para determinar la deformación plástica equivalente; o lo que es lo mismo, 'completar' el modelo de rigidez, que denominamos **modelo de rigidez preconsolidado**, y que dependiendo de la carga plástica, deberá considerar unas u otras condiciones de fluencia, de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} dv [ds > 0] &= dv [\text{mod } elo - rigidez] . \\ dv [dp > 0] &= dv [\text{mod } elo - rigidez] . \\ dv [ds < 0] &= dv [\text{mod } elo - rigidez] + dv^p [S_f^e] . \end{aligned} \quad (6.1)$$

Por tanto, a partir de ahora, consideramos el modelo de deformabilidad como el acoplamiento del modelo de rigidez preconsolidado y el modelo de preconsolidación.

$$\text{Modelo de deformabilidad} = \text{modelo de rigidez preconsolidado} + \\ + \text{modelo de preconsolidación.}$$

6.1.1. Expresión diferencial.

Las expresiones analíticas del **modelo de rigidez preconsolidado**, son las que resultan de modificar las expresiones analíticas del modelo de rigidez (apartado 3.2.3), conforme las expresiones (6.1). Por tanto, las expresiones de las deformaciones elásticas y las deformaciones producidas por cargas de tensión neta y de succión, no varían respecto del modelo de rigidez.

En la Figura 6.1 se muestran las posiciones tensionales de las expresiones diferenciales del modelo de rigidez preconsolidado, y que tienen la forma siguiente:

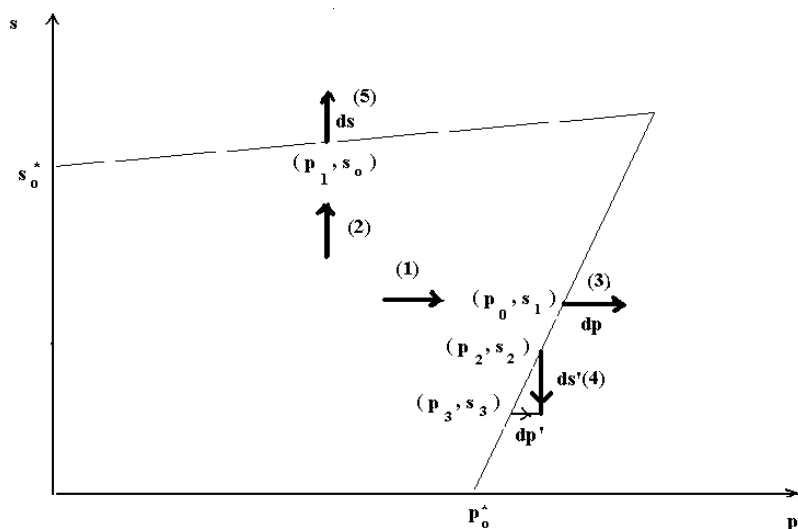


Figura 6.1 : Posición tensional de las expresiones diferenciales del modelo de rigidez preconsolidado.

$$dv [dp] = -\kappa \frac{d(p + s_1)}{p + s_1}, \quad \text{para } p < p_0 \quad (1)$$

$$dv [ds] = -\kappa_s \frac{d(s + p_1)}{s + p_1}, \quad \text{para } s < s_0 \quad (2)$$

$$dv [dp > 0] = -\lambda \frac{d(p_0 + s_1)}{p_0 + s_1}, \quad \text{para } p = p_0 \quad (3)$$

$$\begin{aligned} dv [ds' < 0] &= -\kappa_s \frac{d(s_2 + p_2)}{s_2 + p_2} - (\lambda - \kappa) \frac{d(p_3 + s_3)}{p_3 + s_3}, \\ \text{siendo } ds' &= s_3 - s_2 \text{ y } dp' = p_2 - p_3 \text{ (Figura 6.1)} \quad dp' = S_f^c(ds'). \end{aligned} \quad (4)$$

$$dv [ds > 0] = -\lambda_s \frac{d(s_0 + p_1)}{s_0 + p_1}, \quad \text{para } s = s_0 \quad (5)$$

6.1.2. Deformación volumétrica.

A continuación presentamos las expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas elásticas y plásticas, que se obtienen al aplicar el modelo de rigidez preconsolidado.

En la Figura 6.2 se muestran las posiciones tensionales, de las expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas, del modelo de rigidez preconsolidado, y que tienen la forma siguiente:

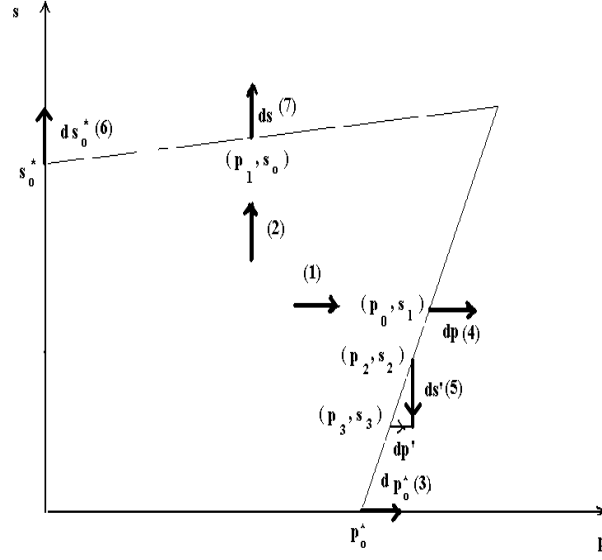


Figura 6.2 : Posición tensional de las deformaciones volumétricas del modelo de rigidez preconsolidado.

$$d\varepsilon_{vp} = d\varepsilon_{vp}^e = \frac{\varkappa}{v} \frac{d(p + s_1)}{p + s_1}. \quad (1)$$

$$d\varepsilon_{vs} = d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\varkappa_s}{v} \frac{d(s + p_1)}{s + p_1}. \quad (2)$$

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} [dp_0^* > 0] = \frac{v}{\lambda - \varkappa} d\varepsilon_v^p. \quad (3)$$

$$d\varepsilon_{vp}^p [dp > 0] = \frac{\lambda - \varkappa}{v} \frac{d(p_0 + s_1)}{p_0 + s_1}. \quad (4)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p[ds' > 0] = d\varepsilon_{vp}^p[dp' > 0] = \frac{\lambda - \varkappa}{v} \frac{d(p_3 + s_3)}{p_3 + s_3}, \quad (5)$$

siendo $ds' = s_3 - s_2$ y $dp' = p_2 - p_3$ (Figura 6.2) $dp' = S_f^c(ds')$.

$$d\varepsilon_v^p[ds_0^* > 0] = \frac{\lambda_s - \varkappa_s}{v} \frac{ds_0^*}{s_0^*}. \quad (6)$$

$$d\varepsilon_v^p[ds > 0] = \frac{\lambda_s - \varkappa_s}{v} \frac{d(s_0 + p_1)}{s_0 + p_1}. \quad (7)$$

6.2. Comportamiento cualitativo: Independencia del camino tensional para recorridos monótonos de cargas de tensión neta y descargas de succión.

Para verificar el modelo de deformabilidad, vamos a comparar las predicciones de dicho modelo con los resultados publicados por Josa et al. (92), correspondientes a un caolín moderadamente plástico.

En la Figura 6.3 se muestran los recorridos tensionales utilizados por Josa et al. (92).

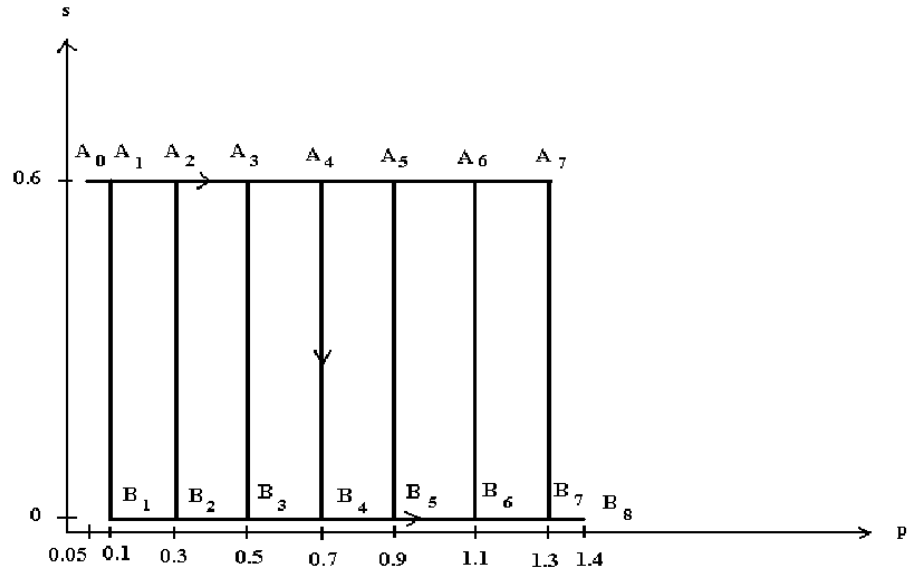


Figura 6.3: Trayectorias tensionales utilizadas por Josa et al. (92).

En la Tabla 6.1 los valores de las constantes de rigidez y preconsolidación, así como, el estado tensional y volumen específico iniciales, que han sido utilizados por Josa et al. (92).

$\lambda = 0.14$	$\kappa = 0.014$
$\kappa_s = 0.01$	$v_{A_0} = 2.0$
$p_{A_0} = 0.05$	$s_{A_0} = 0.6$
$p_{B_8} = 1.4$	$s_{B_8} = 0$
$p_o = 0.05$	$s_o = 0.6$

Tabla 6.1: Parámetros utilizados por Josa et al. (92).

En la Tabla 6.2 se muestra el valor del nivel tensional que se ha utilizado como condición inicial del modelo de preconsolidación.

$p_0' = p_0(s=0.6) = 0.05$

Tabla 6.2: Condición inicial del modelo de preconsolidación.

En la Figura 6.4 se presentan las superficies de fluencia, para cargas de tensión neta, inicial y las correspondientes a los recorridos A_1B_1, \dots, A_7B_7 (colapso) de las trayectorias tensionales (ver Figura 6.3). Dichas superficies de fluencia se han obtenido utilizando el modelo de preconsolidación.

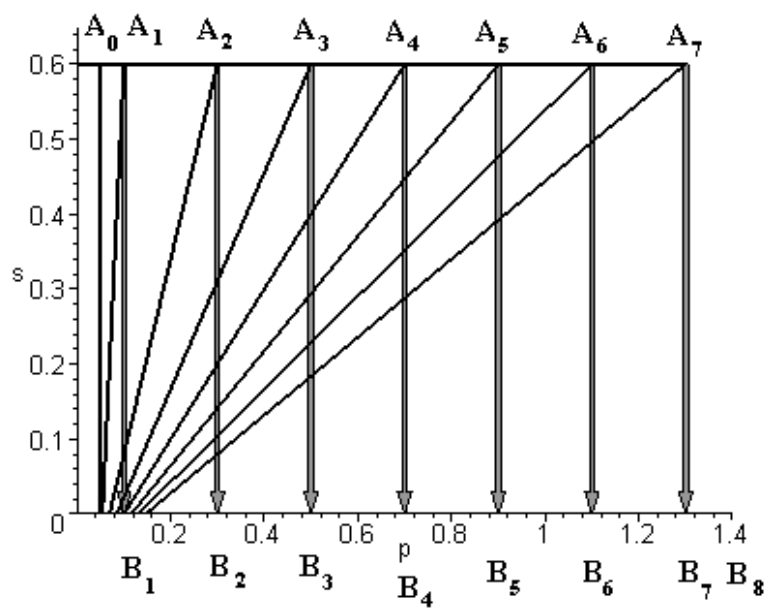


Figura 6.4 : Superficies de fluencia inicial y las correspondientes a los recorridos $(A_i B_i)$ de la Figura 6.3.

En la Figura 6.5 se muestran las predicciones del modelo para los recorridos de la Figura 6.3. Al comparar estos resultados predichos por el modelo de deformabilidad con los resultados publicados por Josa et al. (92), podemos observar una predicción razonablemente buena.

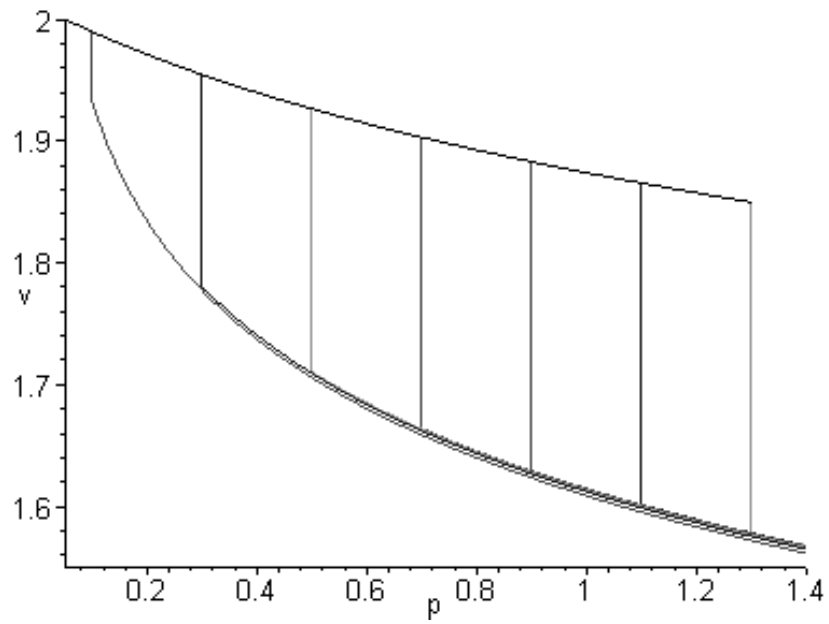


Figura 6.5 : Variación del volumen específico respecto de la tensión neta, para los recorridos de la Figura 6.3.

En la Figura 6.6 se muestra la variación del incremento del volumen específico, esto es: $v(B_1) - v(A_1), \dots, v(B_7) - v(A_7)$, para los recorridos tensionales A_1B_1, \dots, A_7B_7 (colapso) de la Figura 6.3, respecto del nivel tensional neto en el que dichos incrementos se producen.

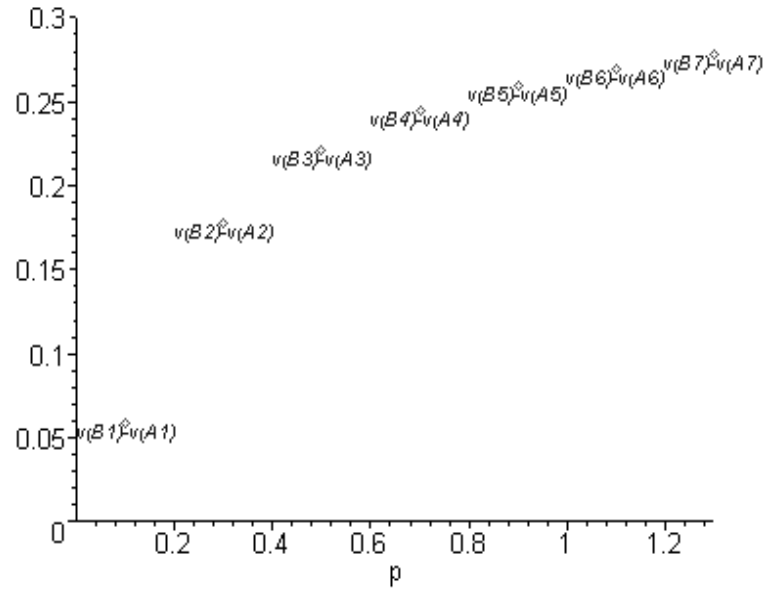


Figura 6.6 : Variación del incremento del volumen específico, respecto de la tensión neta, para los recorridos A_1B_1, \dots, A_7B_7 (colapso) de la Figura 6.3.

De las Figuras 6.5 y 6.6 se pueden obtener las siguientes conclusiones.
El modelo de deformabilidad verifica:

- **Independencia del camino tensional** para recorridos monótonos de cargas de tensión neta y descargas de succión.
- El fenómeno de **colapso lleva el suelo** no saturado a la línea de consolidación normal correspondiente **al caso saturado**.
- El colapso correspondiente al recorrido (A_iB_i) , $i = 1..7$ aumenta al aumentar la tensión neta, sin llegar a alcanzar un máximo de colapso, pero aproximándose a un "límite de colapso" o "máximo asintótico".

6.3. Límite de colapso.

Como hemos visto en el apartado anterior, el modelo de deformabilidad verifica una característica fundamental de los suelos no saturados bien conocida:

”el fenómeno de colapso lleva el suelo no saturado a la línea de consolidación normal correspondiente al caso saturado”.

Por tanto, podemos establecer una ”equivalencia” entre la línea normalmente consolidada a una cierta succión constante $s = s_1$ y la línea normalmente consolidada para $s = 0$.

Por otro lado, como se puede apreciar en la Figura 6.6, el incremento de volumen específico, correspondientes al fenómeno de colapso, tiende a un valor límite, cuando el nivel de tensión neta aumenta. Este valor límite nos proporciona una ”distancia” entre esas dos líneas de consolidación normal. Consecuentemente, el fenómeno de colapso establece una ”distancia” entre todas las líneas de consolidación normal ($s = s_1$ y $s = 0$). A ese valor límite lo denominamos **límite de colapso** (l_c). Dicho valor depende, como se desprende del apartado anterior, de las condiciones iniciales del problema, en particular del nivel de preconsolidación inicial.

A continuación representaremos gráficamente el límite de colapso, con los recorridos tensionales, condiciones iniciales y parámetros de referencia que han sido utilizados por Josa et al. (92).

Sean los siguientes niveles tensionales netos:

$$p = 0.2.i - 0.1, \quad \text{para } i = 1, \dots, 1000 \quad (6.2)$$

Como en el apartado anterior, consideramos descargas de succión desde $s = 0.06$ hasta $s = 0$ (colapso). En la Figura 6.7 se representa gráficamente el incremento del volumen específico para los niveles tensionales netos $p=0.1, 0.3, \dots, 1.9, 3.9, \dots, 19.9, 39.9, \dots, 199.9$, correspondientes a los valores $i=1, 2, \dots, 10, 20, \dots, 100, 200, \dots, 1000$. Asimismo, se representa el valor límite de esos incrementos, que en este caso es $l_c = 0.330967260$.

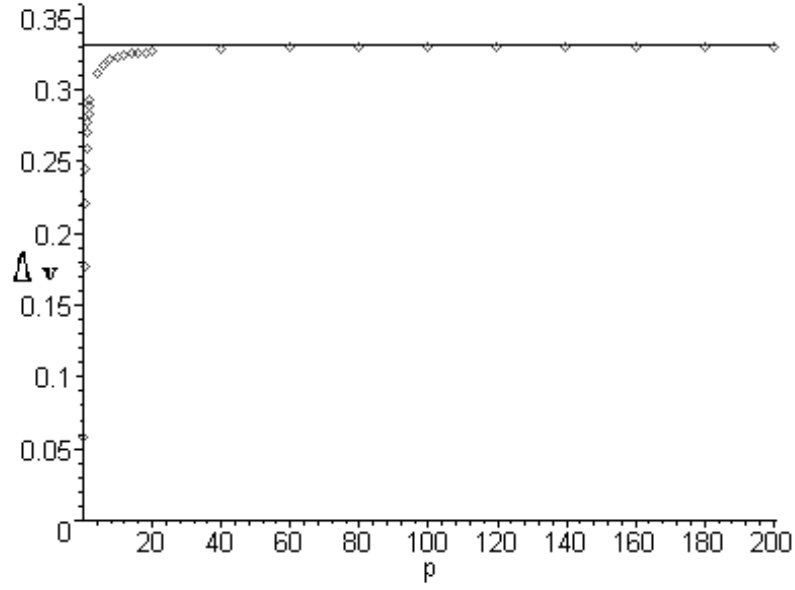


Figura 6.7 : Variación del incremento del volumen específico, correspondiente al colapso, para niveles de tensión neta $p=0.1, 0.3, \dots, 1.9, 3.9, \dots, 19.9, 39.9, \dots, 199.9$.

6.3.1. Determinación analítica.

En este apartado determinamos analíticamente el valor del límite de colapso (l_c).

Sean $lnc(0)$ la línea normalmente consolidada para $s = 0$ y $lnc(s_1)$ la línea normalmente consolidada para un cierto nivel de succión constante s_1 , de ecuaciones:

$$lnc(0) \equiv v_0(p) = N_0 - \lambda \ln p \quad (6.3).$$

$$lnc(s_1) \equiv v_s(p) = N_s - \lambda \ln(p + s_1) \quad (6.4).$$

Entonces: $\Delta v(p) = v_s(p) - v_0(p) = N_s - N_0 - \lambda \ln \frac{(p+s_1)}{p}$. Luego: $\lim_{p \rightarrow \infty} \Delta v(p) = N_s - N_0 - \lambda \lim_{p \rightarrow \infty} \ln \frac{(p+s_1)}{p} = N_s - N_0$. Por tanto:

$$l_c = N_s - N_0 \quad (6.5).$$

6.3.2. Cálculo.

En este apartado calculamos el valor del límite de colapso (l_c), de tres formas distintas, para el caolín moderadamente plástico, con los mismos recorridos tensionales, condiciones iniciales y parametros de referencia que los utilizados por Josa et al. (92).

i) Según las condiciones iniciales (volumen específico inicial $v^i = 2$) y los recorridos tensionales de la Figura 6.3, tenemos: $v^i(p = 0.05) = 2 = N_s - \lambda \ln(p + s_1)$. Luego: $N_s = 1.939690392$.

Si arrancamos los recorridos $A_0 : A_1$ y $A_1 : B_1$ de la Figura 6.3, podemos calcular $v(B_1) = 1.931085045$ y, a partir de aquí, calcular la expresión de la $lnc(0)$ que para $p = 0.1$ tome ese valor $v(B_1) : v_0 = 1.608723132 - \lambda \ln p$.

El **límite de colapso** se obtiene:

$$l_c = N_s - N_0 = 1.939690392 - 1.608723132 = .330967260 \quad (6.6).$$

ii) El límite de colapso también se puede obtener: $l_c = N_s - N_0 = v_s(p = 0.4, s = 0.6) - v_0(p = 1) = 1.94 - 1.61 = 0.33$. (obtenidos estos últimos valores directamente de la Figura 6.5). Ya que si $p + s = 1$, $N_s = v_s(p = 0.4, s = 0.6)$, y si $p = 1$, $N_0 = v_0(p = 1)$.

iii) La intersección de $lnc(0)$ y $lnc(s_1)$ se alcanza en el nivel tensional neto (p_1):

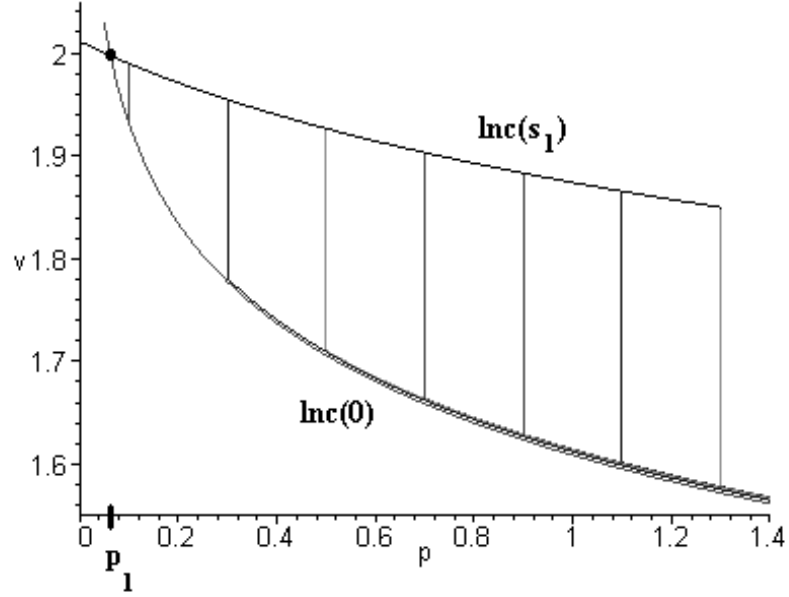


Figura 6.8 : Intersección de $lnc(0)$ y $lnc(s_1)$ en el nivel tensional neto p_1 .

Haciendo p_1 la solución de: $1.608723132 - \lambda \ln(p) = 1.939690392 - \lambda \ln(p + .6)$, obtenemos: $p_1 = .06227974036$.

Entonces, el límite de colapso se puede calcular de la siguiente forma:

$$l_c = N_s - N_0 = (v^i + \lambda \ln(0.6 + p_1)) - (v^i + \lambda \ln(p_1)) = .330967260 \quad (6.7).$$

7. Comprobación del modelo de deformabilidad.

7.1. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.

A continuación vamos a comparar las predicciones del modelo de deformabilidad con resultados experimentales. Esta comparación se realizará utilizando acopladamente los modelos de rigidez preconsolidado y el de preconsolidación.

Utilizaremos los mismos tests del capítulo 4, con los siguientes objetivos: comparar el modelo de deformabilidad con los resultados experimentales; pero también, comparar dicha predicción con la realizada por el modelo de rigidez, pudiendo así valorar la contribución del modelo de preconsolidación sobre el resultado final.

Los tests han sido realizados con caolín parcialmente saturado y publicados por Josa (88) y Alonso et al. (90). En ellos se estudia el comportamiento deformacional del suelo para las trayectorias tensionales que se muestran en la Figura 7.1.

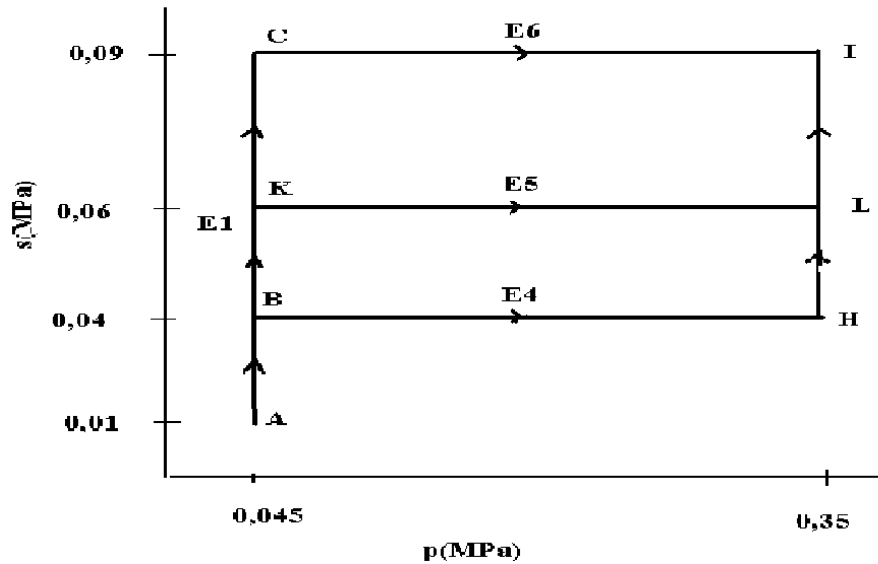


Figura 7.1: Trayectorias tensionales utilizadas por Josa (88).

Los valores de los parámetros del modelo de rigidez, los niveles de preconsolidación saturada y para $p = 0$, así como el valor del volumen específico inicial utilizados se han obtenido de Josa (88) y son los que se muestran en la Tabla 7.1.

const. rigidez	cond. iniciales	preconsol. inicial
$\lambda = 0.14$	$p_A = 0.045$	$p_0^* = 0.055$
$\kappa = 0.015$	$s_A = 0.01$	$s_0^* = 0.03$
$\lambda_s = 0.05$	$v_A = 1.915$	
$\kappa_s = 0.01$		

Tabla 7.1: Parámetros utilizados por Josa (88).

El modelo de preconsolidación utiliza como superficies de fluencia, para cargas de succión, las rectas de la forma $s = s_0$. El valor de la constante de preconsolidación, o condición inicial del modelo de preconsolidación, se muestra en la Tabla 7.2.

$$p_0' = p_0(s = 0.03) = 0.08875$$

Tabla 7.2: Condición inicial del modelo de preconsolidación.

En la Figura 7.2 se muestran las superficies de fluencia utilizadas: la inicial y las correspondientes a los recorridos E4, E5 y E6 de la Figura 7.1. En la Figura 7.2 se destacan también, los recorridos tensionales ($ds_1 = \overrightarrow{(0.045, 0.03) : (0.045, 0.04)}$, $ds_2 = \overrightarrow{(0.045, 0.04) : (0.045, 0.06)}$ y $ds_3 = \overrightarrow{(0.045, 0.06) : (0.045, 0.09)}$) que han producido los movimientos de las superficies de fluencia. Los desarrollos plásticos correspondientes a esos movimientos han sido calculados con el modelo de rigidez preconsolidado.

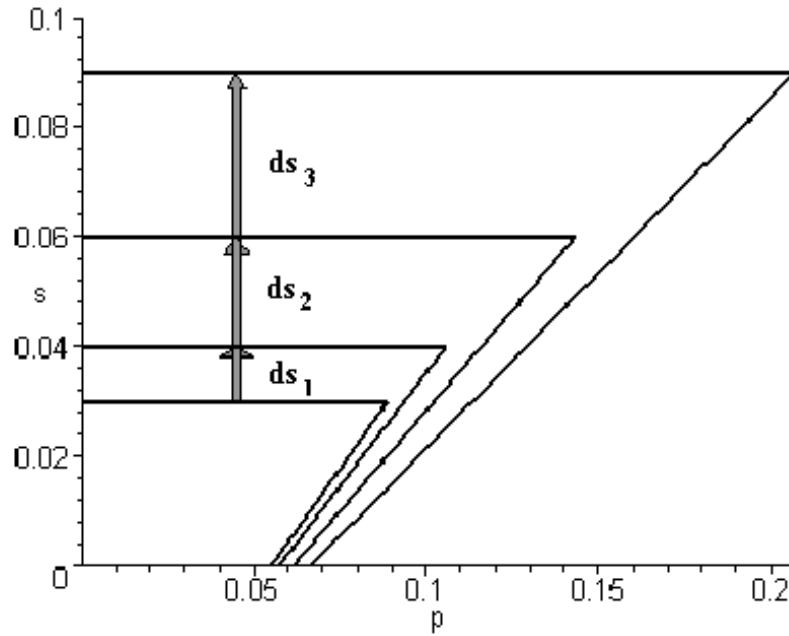


Figura 7.2 : Superficies de fluencia: inicial y las correspondientes a los recorridos E4, E5 y E6 de la Figura 7.1.

En la Figura 7.3 se muestran las predicciones del modelo de deformabilidad, para los recorridos tensionales de la Figura 7.1. El tramo recto mayor, paralelo al eje $p = 0$, corresponde al recorrido tensional E1 de la Figura 7.1; los tramos curvilíneos corresponden a los recorridos E4, E5 y E6; y los tramos rectos menores, paralelos al eje $p = 0$, corresponden a los recorridos tensionales LI y HI, respectivamente.

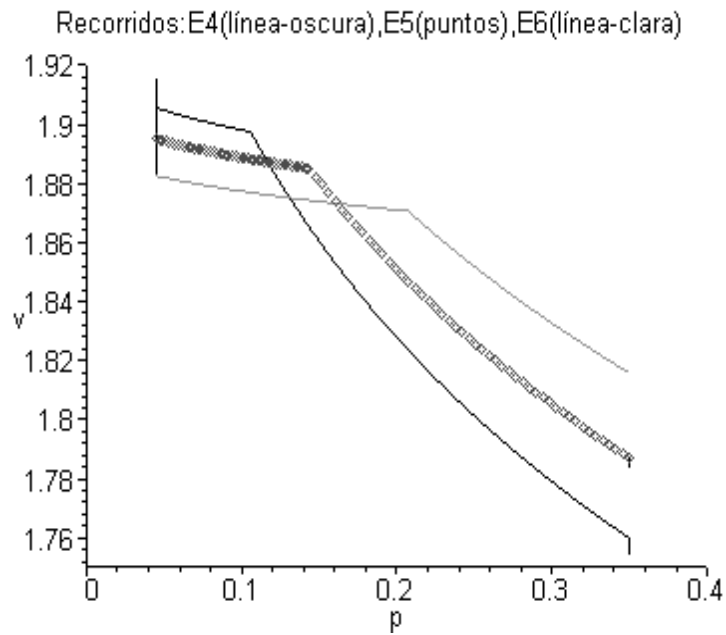


Figura 7.3 : Variación del volumen específico respecto de la tensión neta, para los recorridos de la Figura 7.1.

En la Tabla 7.3 se comparan los valores aproximados de los volúmenes específicos, en los estados tensionales I (recorrido E6), L (recorrido E5) y H (recorrido E4), de la Figura 7.1, obtenidos a partir de:

- Los tests experimentales de Josa (88).
- El modelo de rigidez (Figura 6 del capítulo 4).
- El modelo de deformabilidad (Figura 7.3).

Tests Josa (88)	$v_I = 1.82$	$v_L = 1.78$	$v_H = 1.74$
Modelo rigidez	$v_I = 1.8$	$v_L = 1.79$	$v_H = 1.78$
Modelo deformabilidad	$v_I = 1.81$	$v_L = 1.78$	$v_H = 1.75$

Tabla 7.3: Comparación de los valores de los volúmenes específicos.

8. Modelo constitutivo.

8.1. Presentación.

Un **modelo constitutivo** describe por un lado el comportamiento deformacional del suelo en el espacio $(v : p : s)$, y por otro los estados de rotura en el espacio tensional $(p : q : s)$.

Vamos a obtener un modelo constitutivo partiendo de los dos siguientes modelos de referencia:

- El modelo de deformabilidad, como modelo de referencia en el subespacio tensional $(p : s)$. Utilizaremos de él las superficies de fluencia, así como los estados tensionales donde se producen las roturas (estados críticos) del suelo.
- Una versión del modelo de Cam clay modificado, como ley constitutiva de referencia para el caso saturado (e.e. $s = 0$). Si bien, de igual manera, se puede utilizar cualquier otro modelo constitutivo como referencia del caso saturado.

8.2. Superficies de fluencia en el espacio tensional $(p:q:s)$.

Las **superficies de fluencia en el espacio tensional** $(p : q : s)$ son los lugares geométricos tensionales de dicho espacio, donde el comportamiento del suelo pasa de ser elástico a elastoplástico; o lo que es lo mismo, donde las deformaciones pasan de ser recuperables y de pequeña magnitud a irreversibles en su mayor parte y de gran magnitud.

De dichas superficies de fluencia utilizaremos unos puntos tensionales singulares: los **estados críticos**. Los estados críticos son aquellos donde la pendiente de la superficie de fluencia es paralela al eje $q = 0$; lo que significa que las deformaciones volumétricas plásticas son nulas y, por tanto, la superficie de fluencia se vuelve estacionaria. Por dichos estados críticos pasarán, por tanto, las líneas de estado crítico.

Por otro lado, y con el fin de comparar el comportamiento del modelo propuesto en este trabajo y un modelo constitutivo ampliamente validado

experimentalmente, como el que se presenta en Alonso et al. (90), vamos a construir, en primer lugar, las superficies de fluencia que se obtienen al utilizar la estrategia utilizada en Alonso et al. (90), con el modelo de preconsolidación como base; y a continuación, presentaremos el modelo constitutivo propuesto en este trabajo.

8.2.1. Introducción: Construcción de la superficie de fluencia de Alonso et al. (90) a partir del modelo de deformabilidad.

El objetivo del presente apartado es obtener las superficies de fluencia en el espacio tensional $(p : q : s)$, que notaremos por $S_f(p, q, s)$, bajo las siguientes condiciones:

- Como superficie de fluencia en el espacio $(p : s)$ utilizaremos la del modelo de deformabilidad (e.e. $q = 0$).
- Como ley constitutiva de referencia para el caso saturado, utilizaremos una versión de Cam clay modificado (e.e. $s = 0$).
- Como estrategia en la extensión del espacio tensional $\{(p : q), s = 0\}$ al espacio tensional $\{(p : q : s), s \neq 0\}$, utilizaremos la que se presenta en Alonso et al. (90).

Simultaneamente a lo anterior, vamos a calcular y representar gráficamente dichas superficies de fluencia para la situación tensional siguiente:

- Como recorridos tensionales, condiciones iniciales y valores de los parámetros, los utilizados en Josa (88). Cuya comportamiento deformacional ya se ha predicho por el modelo de deformabilidad en el capítulo anterior.
- Como valores de los parámetros relacionados con tensión y fuerza de corte, los siguientes: $M = 1$ y $k = 0.6$.

1) Líneas de isoplasticidad.

Siendo $S_{f,s}$ rectas paralelas al eje $s = 0$, e.e., $s = s_0$, y suponiendo como niveles de preconsolidación iniciales $p_0(s = 0.04) = 0.1$ y $p_0(s = 0) = 0.055$ y como superficie de fluencia inicial la recta que une esos puntos, obtenemos $p_0(s = 0.03) = 0.08875$. Esto es, partimos de una superficie de fluencia inicial que viene dada por la recta que une $(0.055, 0)$ y $(0.08875, 0.3)$. En la Figura 8.1 presentamos las líneas de isoplasticidad correspondientes a cargas de succión siguiendo el recorrido: $p = 0.045$.

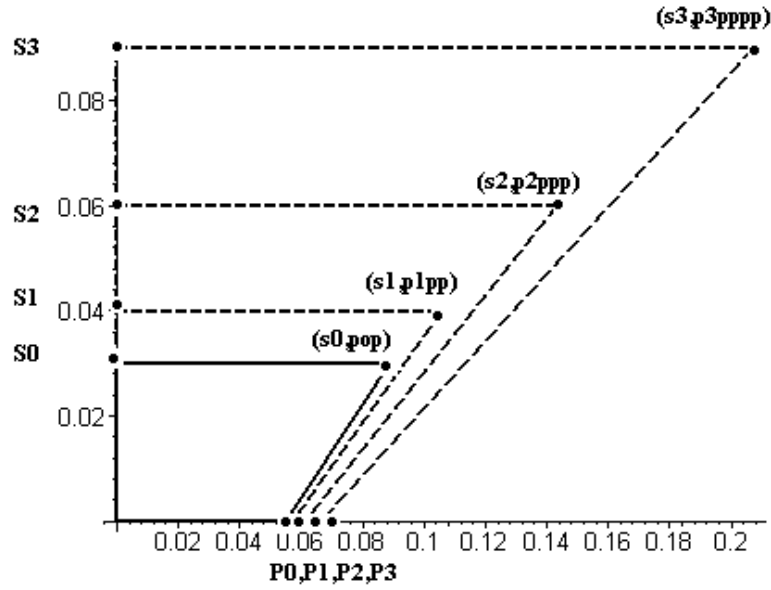


Figura 8.1: Líneas de isoplasticidad de los recorridos de Josa (88).

2) Superficies de fluencia $S_f(p, q, s = s_1)$.

Consideramos la extensión del modelo de Cam clay modificado realizada en Alonso et al. (90). La expresión de la superficie de fluencia tiene la forma:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (8.1)$$

donde: p_0 es el nivel de preconsolidación, y:

$$p_s = ks \quad (8.2)$$

La línea de estado crítico tiene la expresión:

$$q = kMs + Mp \quad (8.3)$$

y, por tanto, el aumento de la cohesión respecto de la succión, viene dado por:

$$q(p = 0) = kMs \quad (8.4)$$

a) Superficies de fluencia para el caso saturado $s_1 = 0$: $S_f(p, q, s = 0)$.

En la Figura 8.2 presentamos las superficies de fluencia, para el caso saturado $s_1 = 0$, correspondientes a los niveles de preconsolidación de las líneas de isoplasticidad de la Figura 8.1 y que se muestran en la Tabla 8.1.

$p_0 = 0.055.$
$p_1 = 0.0572.$
$p_2 = 0.0612.$
$p_3 = 0.0663.$

Tabla 8.1: Niveles de preconsolidación con $s = 0$ para los recorridos de Josa (88).

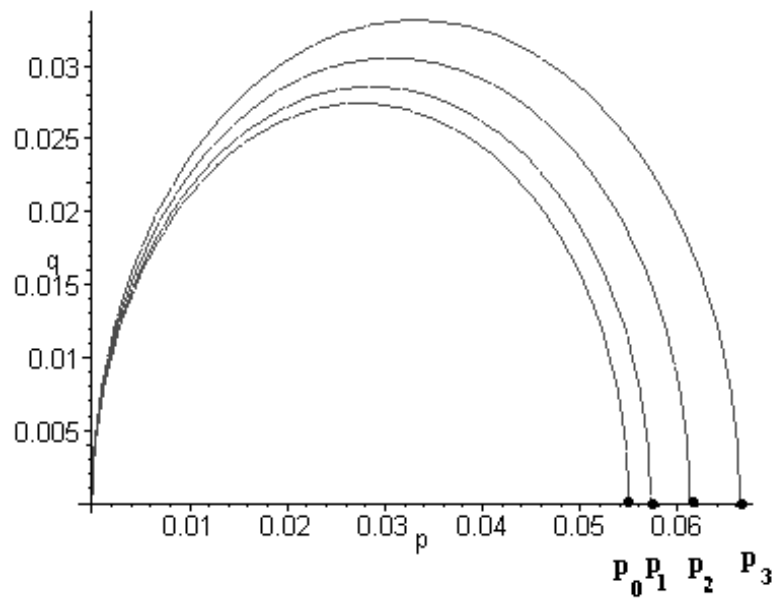


Figura 8.2 : Superficies de fluencia $S_f(p, q, s = 0)$,
para los niveles de preconsolidación de la Tabla 8.1.

b) Superficies de fluencia para $s_0 = 0.03$ ($S_f(p_0 = pop, q, s = 0.03)$),
 $s_1 = 0.04$ ($S_f(p_0 = p1pp, q, s = 0.04)$), $s_2 = 0.06$ ($S_f(p_0 = p2ppp, q, s = 0.06)$)
y $s_3 = 0.09$ ($S_f(p_0 = p3pppp, q, s = 0.09)$).

En la Figura 8.3 presentamos las superficies de fluencia, correspondientes a los niveles de preconsolidación de la Tabla 8.2 (ver Figura 8.1):

$s_1 = s_0 = 0.03$	$p_0 = p_0(s_0) = pop = 0.08875$
$s_1 = s_1 = 0.04$	$p_0 = p_0(s_1) = p1pp = 0.10572$
$s_1 = s_2 = 0.06$	$p_0 = p_0(s_2) = p2ppp = 0.1432$
$s_1 = s_3 = 0.09$	$p_0 = p_0(s_3) = p3pppp = 0.2072$

Tabla 8.2 : Niveles de preconsolidación con $s_1 = 0.03$, $s_2 = 0.04$, $s_3 = 0.06$
y $s_4 = 0.09$ para los recorridos de Josa (88).

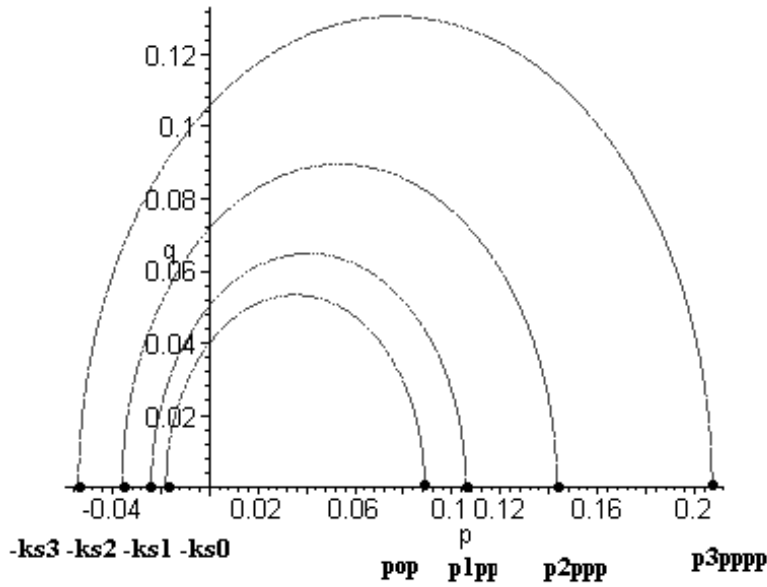


Figura 8.3 : Superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$, para los niveles de preconsolidación de la Tabla 8.2.

3) Gráfica de los niveles tensionales de preconsolidación (p_0, s_0) , (p_1, s_1) , (p_2, s_2) y (p_3, s_3) .

La relación entre cargas de tensión neta (dp) y cargas de succión (ds), viene dada por la condición de acoplamiento $ds = S_f^a(dp)$, que tiene por expresión (para $p_c = 0.045$ y $s_c = 0$) (ver apartado 5.3):

$$\left(\frac{s + 0.045}{s_0 + 0.045} \right)^{\lambda_s - \lambda_s} = \left(\frac{p}{p_0} \right)^{\lambda - \lambda} \quad (8.5).$$

Con el objetivo de presentar el diferente ratio de crecimiento de la succión frente a la tensión neta, para cargas de succión a tensión neta constante $p_c = 0.045$, presentamos en las Figuras 8.4.1 y 8.4.2 la gráfica de los niveles tensionales (p_0, s_0) , (p_1, s_1) , (p_2, s_2) y (p_3, s_3) de la Tabla 8.1 (ver Figura 8.1), para diferentes rangos de las variables.

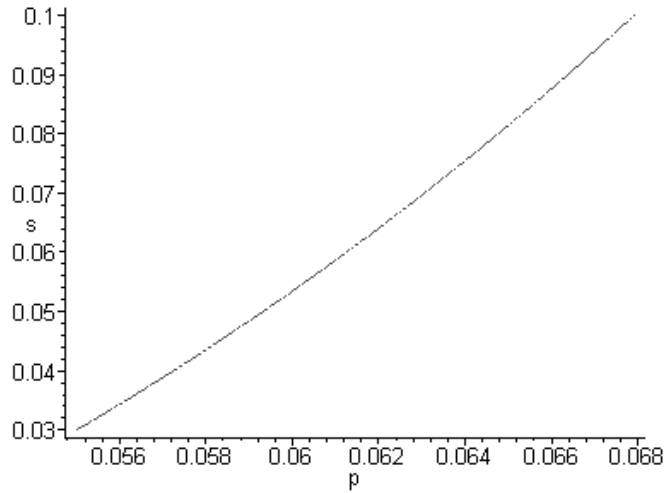


Figura 8.4.1: Gráfica de los niveles tensionales de preconsolidación (I).

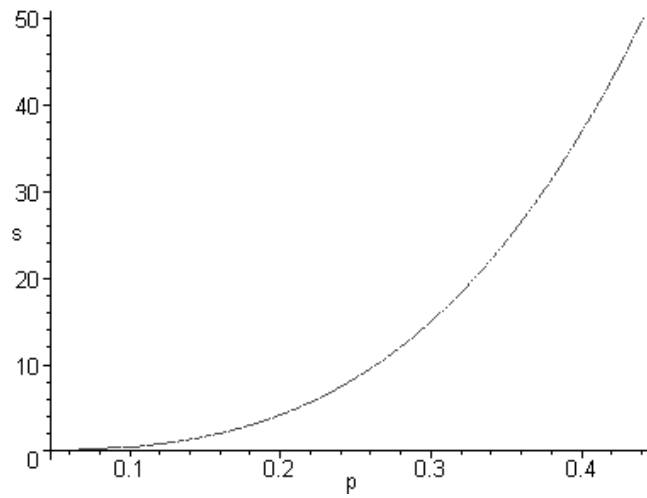


Figura 8.4.2: Gráfica de los niveles tensionales de preconsolidación (II).

4) Superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$.

A partir de la superficie de fluencia inicial (línea interior) correspondiente a los niveles de preconsolidación $p_0 = 0.055$ y $s_0 = 0.03$, presentamos en la Figura 8.5 la forma y movimiento de las superficies de fluencia en el espacio $(\mathbf{p}:\mathbf{q}:\mathbf{s})$, para cargas de succión siguiendo el recorrido $p_c = 0.045$, siguiendo la estrategia de Alonso et al. (90).

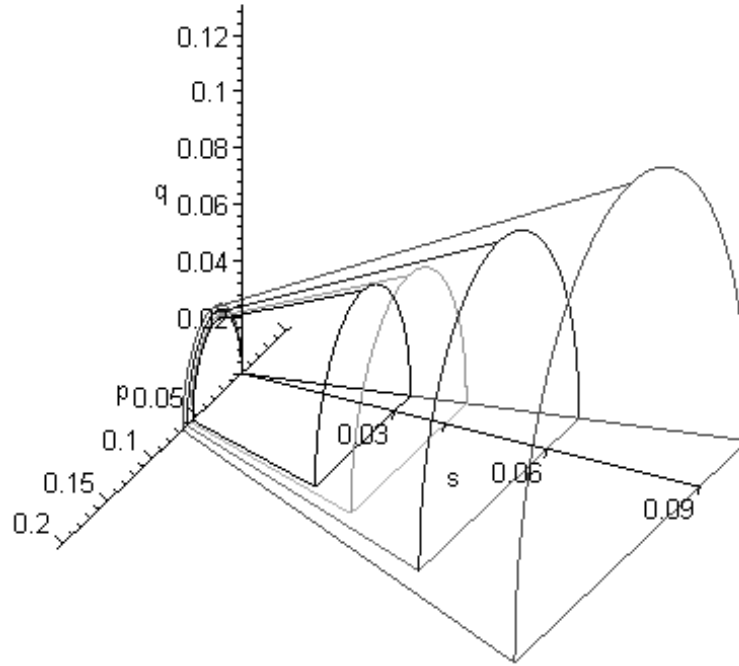


Figura 8.5: Gráfica de las superficies de fluencia en el espacio $(p:q:s)$.

8.2.2. Construcción de la superficie de fluencia.

En este apartado obtendremos las superficies de fluencia en el espacio tensional $(p : q : s)$, bajo las siguientes condiciones:

- Como superficie de fluencia en el espacio $(p : s)$ utilizaremos la del modelo de deformabilidad (e.e. $q = 0$).
- Como ley constitutiva de referencia para el caso saturado, utilizaremos una versión de Cam clay modificado (e.e. $s = 0$).
- Como estrategia en la extensión del espacio tensional $\{(p : q), s = 0\}$ al espacio tensional $\{(p : q : s), s \neq 0\}$, utilizaremos la aplicación del principio de tensiones ($\sigma' = p + s_1$) a la parte dinámica del modelo de referencia para el caso saturado (Cam clay modificado).

Como en el apartado anterior, vamos a representar simultaneamente dichas superficies de fluencia para la situación tensional siguiente:

- Como recorridos tensionales, condiciones iniciales y valores de los parámetros, los utilizados en Josa (88).
- Como valor del parámetro relacionado con tensión y fuerza de corte, el siguiente: $M = 1$.

1) Líneas de isoplasticidad. Utilizaremos las mismas del apartado anterior (ver Figura 81.).

2) Superficies de fluencia $S_f(p, q, s = s_1)$.

Sea $\sigma' = \sigma - u_w$ la tensión efectiva para el caso saturado. Sea:

$$S_f(\sigma', q) \equiv q^2 + M^2 \sigma' (\sigma' - p_0^*) = 0. \quad (8.6)$$

la expresión de la superficie de fluencia del modelo de Cam-Clay modificado, para el caso saturado, con p_0^* el nivel de preconsolidación saturado.

Sea s_1 un nivel de succión constante. El principio de tensiones:

$$\sigma' = p + s_1 \quad (8.7)$$

establece una "equivalencia" entre los dos problemas unidimensionales $S_f(\sigma', q)$ y $S_f(p, q, s_1)$. Dicha relación convierte la expresión (8.6) en:

$$S_f(p, q, s_1) \equiv q^2 + M^2 (p + s_1) (p + s_1 - p_0^*) = 0. \quad (8.8)$$

Sea $p_0 = p_0(S_f^i, p_0^*, s_1)$ el nivel de preconsolidación para $s = s_1$, que depende de la superficie de fluencia inicial (S_f^i) y de p_0^* (según el modelo de preconsolidación). Por tanto la expresión (8.8) la podemos escribir como:

$$S_f(p, q, s_1) \equiv q^2 + M^2 (p + s_1) (p + s_1 - p_0) = 0. \quad (8.9)$$

Consecuentemente, vamos a considerar como **superficie de fluencia en el espacio (p:q:s)** la que se obtiene con la siguiente construcción: Su intersección con el plano $s = s_1$ viene dado por la expresión (8.9), siendo $p_0 = p_0(s_1) = p_0(S_f^i, p_0^*, s_1)$ el nivel de preconsolidación determinado por el modelo de deformabilidad.

Gráficamente la expresión (8.9) representa una familia de elipses cuyo semieje mayor coincide con el eje de la tensión neta, y tiene por extremos los puntos $(-s_1, 0)$ y $(p_0 - s_1, 0)$, como las que aparecen en la Figura 8.6.

a) Superficies de fluencia para el caso saturado, con los valores de la Tabla 8.1: $s_1 = 0 : S_f(p, q, s = 0)$.

Haciendo $s_1 = 0$ en la expresión (8.9), obtenemos las mismas superficies de fluencia que en el apartado anterior: Ver Figura 8.2.

b) Superficies de fluencia para los valores de la Tabla 8.2: $s_0 = 0.03$ ($S_f(p_0 = pop, q, s = 0.03)$), $s_1 = 0.04$ ($S_f(p_0 = p1pp, q, s = 0.04)$), $s_2 = 0.06$ ($S_f(p_0 = p2ppp, q, s = 0.06)$) y $s_3 = 0.09$ ($S_f(p_0 = p3pppp, q, s = 0.09)$),

En la Figura 8.6 presentamos las superficies de fluencia, correspondientes a los siguientes valores tensionales de la Tabla 8.2 (ver Figura 8.1):

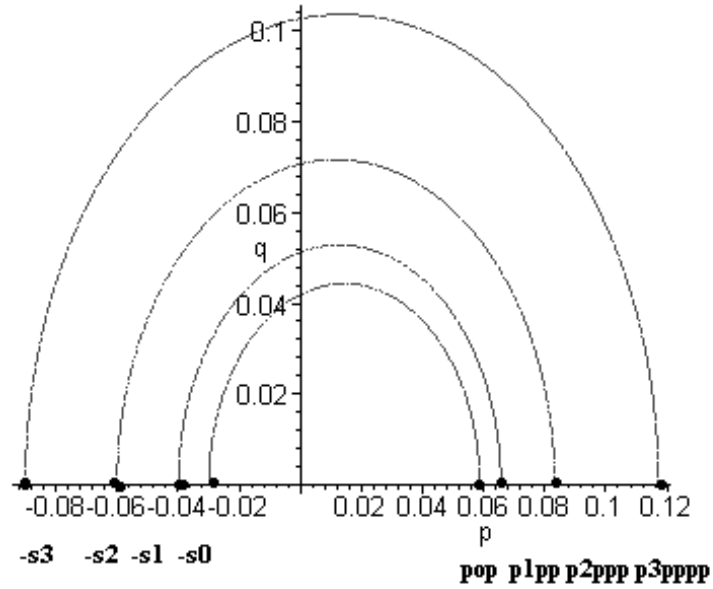


Figura 8.6 : Superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$, para los valores tensionales de la Tabla 8.2.

3) Superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$.

A partir de la superficie de fluencia inicial (línea interior) correspondiente a los niveles de preconsolidación $p_0 = 0.055$ y $s_0 = 0.03$, presentamos en la Figura 8.7 la **forma y movimiento de las superficies de fluencia en el espacio (p:q:s)**, para cargas de succión siguiendo el recorrido $p_c = 0.045$.

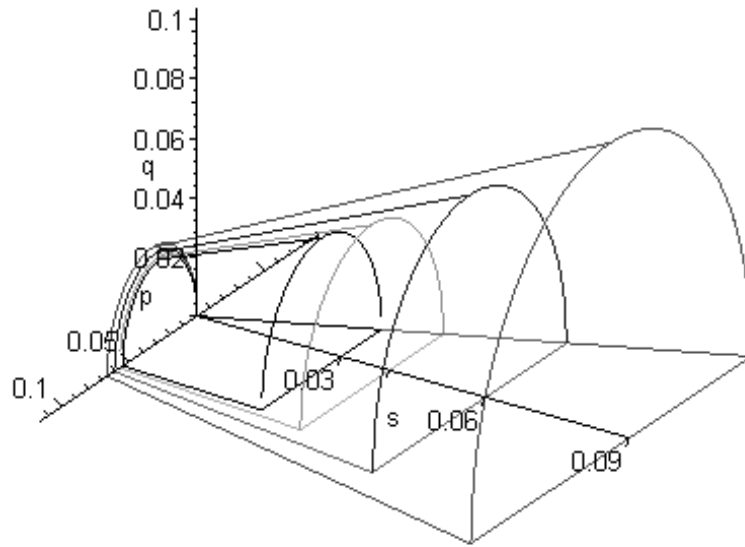


Figura 8.7: Gráfica de la superficie de fluencia en el espacio (p:q:s).

8.3. Línea de estado crítico.

Como ya hemos mencionado antes, las superficies de fluencia tienen un estado tensional singular, el estado crítico. Se trata de los puntos tensionales donde la deformación volumétrica plástica se hace nula, y como estamos considerando modelos de endurecimiento o rigidización isótropo, el parámetro de rigidez utilizado es precisamente esa deformación volumétrica plástica. Por tanto, en ese estado tensional la superficie de fluencia se vuelve estacionaria. El conjunto de todos los estados críticos se denomina **línea de estado crítico**.

8.3.1. Líneas de estado crítico en el espacio tensional (p:q:s).

El objetivo del presente apartado es obtener las líneas de estado crítico, en el espacio tensional $(p : q : s)$, que notaremos por *lec*, obtenidas utilizando las dos siguientes estrategias:

- 1.- Considerando la unión de los puntos de estado crítico de las superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$.
- 2.- Aplicando el principio de tensiones (8.7) a la línea de estado crítico del modelo de Cam clay del caso saturado.

Como se puede comprobar a continuación, con cualquiera de las dos estrategias, la línea de estado crítico obtenida es la misma.

Como en los apartados anteriores, representaremos gráficamente las líneas de estado crítico obtenidas de esta forma, correspondientes a los recorridos tensionales de Josa (88).

Estrategia 1.

Sean las superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$ obtenidas en el apartado 8.2.2 anterior, representadas en la Figura 8.6. Por construcción, las líneas de estado crítico se obtienen trazando las rectas que pasan por el extremo inferior del semieje mayor y por el extremo superior del semieje menor (de igual forma que en el modelo de estado crítico para el caso saturado). Dichas líneas de estado crítico, junto con las superficies de fluencia $S_f(p, q, s)$, para los planos de succión constante $s = 0.03, 0.04, 0.06$ y 0.09 , se representan en la Figura 8.8.

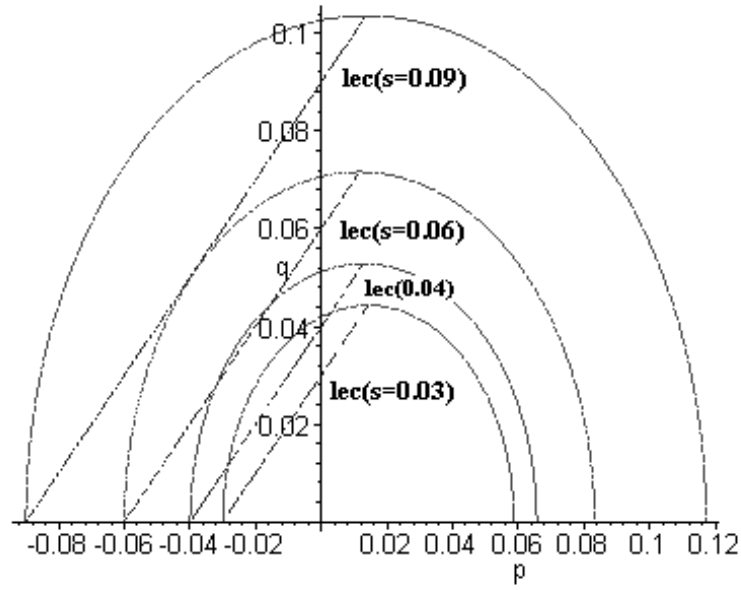


Figura 8.8: $S_f(p, q, s)$ y líneas de estado crítico, para los planos de succión constante $s = 0.03, 0.04, 0.06$ y 0.09 .

Estrategia 2.

Sea la línea de estado crítico del modelo de Cam clay, para el caso saturado, que tiene por expresión:

$$q = M\sigma' \quad (8.10).$$

Sea un nivel de succión constante s_1 , el principio de tensiones (8.7) "convierte" la expresión anterior (8.10) en:

$$q = M(p + s_1) \quad (8.11)$$

que consideramos como **línea de estado crítico para** $s = s_1$.

La línea así obtenida es una recta con las siguientes propiedades (ver Figura 8.9):

- Pendiente = M -ángulo de fricción- (igual que en el caso saturado), siendo constante para todos los niveles de succión.
- Cohesión = Ms_1 , aumentando su magnitud al hacerlo la succión (Gens (96)).
- Coincide con la recta que se ha obtenido con la Estrategia 1 (Figura 8.8).

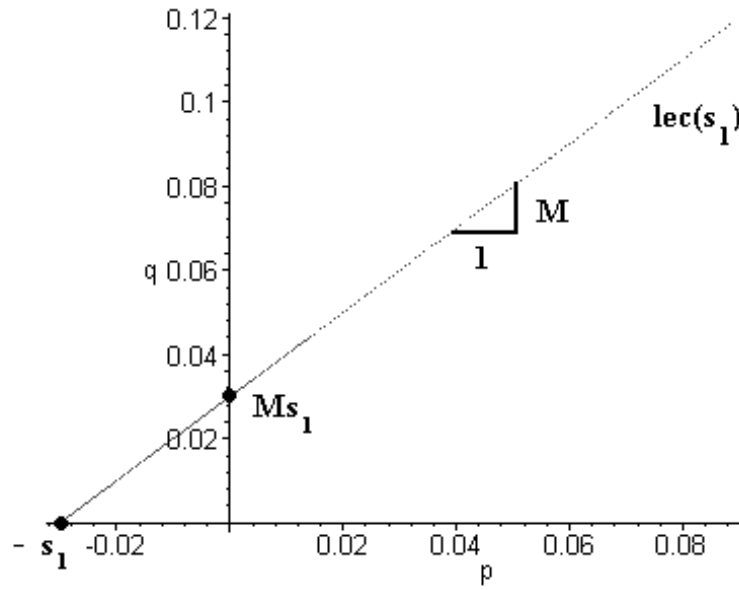


Figura 8.9: Línea de estado crítico para succión constante $s_1 = 0.03$.

8.3.2. Líneas de estado crítico en el espacio ($v:p:s$).

El objetivo del presente apartado es obtener las líneas de estado crítico, en el espacio ($v : p : s$).

Del caso saturado es conocido que la línea de estado crítico y la línea normalmente consolidada son rectas paralelas en el plano $(v, \ln p)$, y que la distancia entre ellas es $\Gamma = (\lambda - \kappa) \ln 2$, ya que se pueden escribir como $lec \equiv v = N - (\lambda - \kappa) \ln 2 - \lambda \ln p$ y $\ln c \equiv v = N - \lambda \ln p$ (Wood, 90).

Sea la línea normalmente consolidada, para succión constante $s = s_1$, que tiene por ecuación:

$$\ln c(s = s_1) \equiv v = N_1 - \lambda \ln(p + s_1) \quad (8.12)$$

y sea la línea de descarga-carga, para succión constante $s = s_1$, que tiene por ecuación:

$$ldc(s = s_1) \equiv v = v_k - \varkappa \ln(p + s_1) \quad (8.13)$$

Evalutando las expresiones (8.12) y (8.13) en el nivel de preconsolidación comun $p_0 = p_0(s_1)$, obtenemos: $v_k = N_1 - (\lambda - \varkappa) \ln(p_0 + s_1)$. Tomando el nivel tensional neto de estado crítico $p_{ec} = \frac{p_0}{2} - s_1$ (punto central del semieje mayor de la elipse (8.9)), y aplicando el principio tensional (8.7) a la parte dinámica del problema, obtenemos la siguiente expresión de la **línea de estado crítico**:

$$lec(p_{ec}) \equiv v = \Gamma - (\lambda - \varkappa) \ln(2p_{ec} + 3s_1) - \varkappa \ln(p_{ec} + s_1) \quad (8.14)$$

para todo $p_{ec} \geq \frac{p_0}{2} - s_1$, siendo Γ el volumen específico de estado crítico inicial.

Como en los apartados anteriores, representaremos graficamente las líneas de estado crítico obtenidas de esta forma, así como las líneas normalmente consolidadas, para algunos de los recorridos de Josa (88). En la Figura 8.10 se presentan las gráficas correspondientes a las expresiones (8.12) y (8.14) para los valores $s_0 = 0, p_0 = 0.055$; en la Figura 8.11 las correspondientes a los valores $s_1 = 0.04, p_1pp = 0.10572$; y en la Figura 8.12 las correspondientes a los valores $s_3 = 0.09, p_3pppp = 0.2072$.

8.4. Modelo constitutivo en el espacio (v:p:q:s).

En este apartado vamos a representar la **superficie de estado frontera** en el espacio $(v : p : q : s)$. Esta superficie está formada, al igual que en el caso saturado, por la unión de las dos siguientes:

- La superficie que une la línea de estado crítico con la línea normalmente consolidada, siguiendo las trayectorias de las superficies de fluencia.

- La superficie obtenida con las líneas de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$ (ver Figura 8.8).

Como en los apartados anteriores vamos a utilizar los niveles de succión constante de los recorridos de Josa (88) para representar gráficamente la superficie de estado frontera.

En primer lugar representaremos la superficie de estado frontera para el caso saturado. En la Figura 8.10 se presenta la gráfica correspondiente a la superficie de estado frontera para los valores $s_0 = 0$ y $p_0 = 0.055$ (Tabla 8.1). La superficie de fluencia inicial es $S_f(p_0 = 0.055, q, s_0 = 0)$ (ver Figura 8.2).

La superficie de estado frontera es la superficie que está formada por la unión de las dos siguientes (ver Figura 8.10):

- La superficie de la Figura 8.10 que une la línea normalmente consolidada, $lnc(s = 0)$, (en el plano (v, p)) y la línea de estado crítico, $lec(s = 0)$. Dicha superficie en mecánica de suelos saturados se denomina **Superficie de Roscoe** (Atkinson 78).

- La superficie que se obtiene con las rectas que en cada plano (p, q) unen el punto de la línea de estado crítico, $lec(s = 0)$, y el origen de coordenadas de dicho plano. Dicha superficie en mecánica de suelos saturados se denomina **Superficie de Hvorslev** (Atkinson 78).

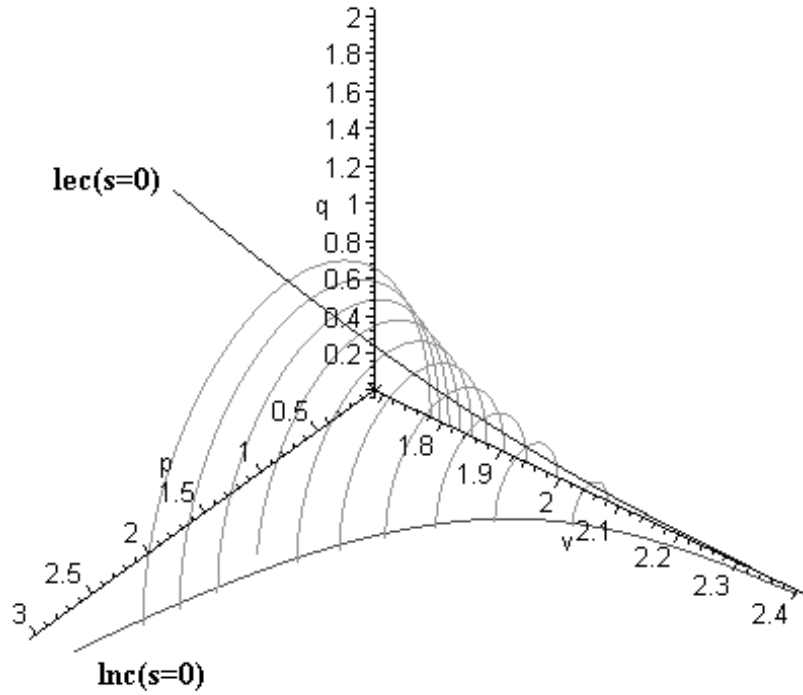


Figura 8.10: Superficie estado frontera con $s_0 = 0$ y $p_0 = 0.055$.

En la Figura 8.11 se presenta la gráfica de la superficies de estado frontera correspondiente a los valores $s_1 = 0.04$ y $p_1pp = 0.10572$ (Tabla 8.2). La superficie de fluencia inicial en este caso es $S_f(p_1pp = 0.10572, q, s_1 = 0.04)$ (ver Figura 8.6). Dicha superfie de estado se forma con la unión de la superficie de la figura que une la $lnc(s = 0.04)$ y la $lec(s = 0.04)$, y las rectas que en cada plano (p, q) unen el punto de la $lec(s = 0.04)$ con el origen de coordenadas de dicho plano (de forma análoga al caso anterior).

En este caso, la superficie de estado frontera es la superficie que está formada por la unión de las dos siguientes (ver Figura 8.11):

- La superficie de la Figura 8.11 que une la línea normalmente consolidada, $lnc(s = 0.04)$, (en el plano (v, p)), y la línea de estado crítico, $lec(s = 0.04)$.
- La superficie que se obtiene con las rectas que en cada plano (p, q) unen el punto de la línea de estado crítico, $lec(s = 0.04)$, y el punto de coordenadas

$(p = -0.04, q = 0)$ de dicho plano. Estas rectas son las líneas de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$ (ver Figura 8.8).

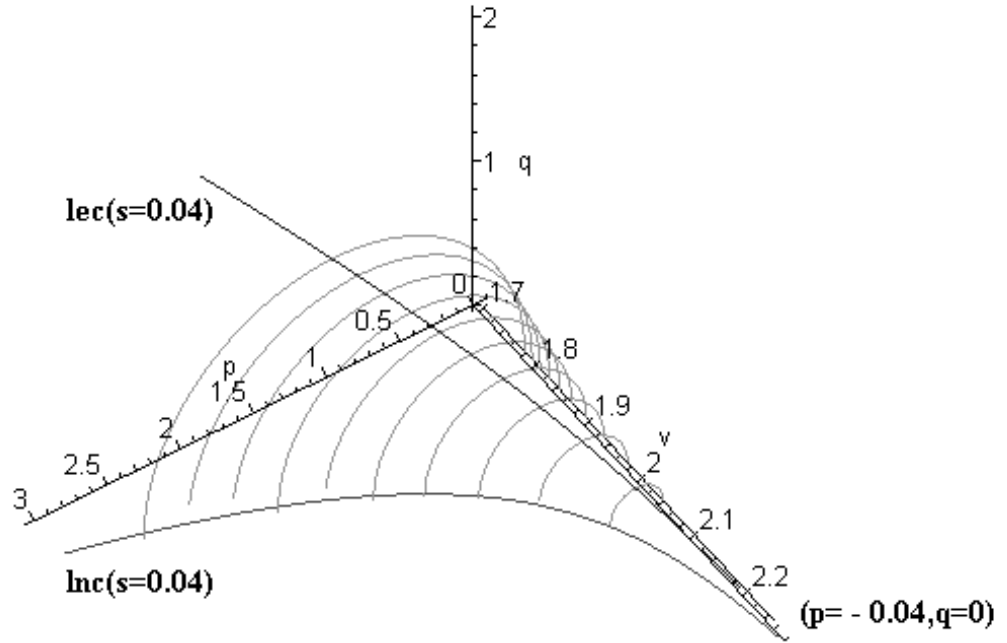


Figura 8.11: Superficie estado frontera con $s_1 = 0.04$ y $p_1pp = 0.10572$.

En la Figura 8.12 se presenta la gráfica de la superficie de estado frontera correspondiente a los valores $s_3 = 0.09$ y $p_3pppp = 0.2072$ (Tabla 8.2). La superficie de fluencia inicial es $S_f(p_3pppp = 0.2072, q, s_3 = 0.09)$ (ver Figura 8.6).

La superficie de estado frontera se construye de forma análoga al caso anterior.

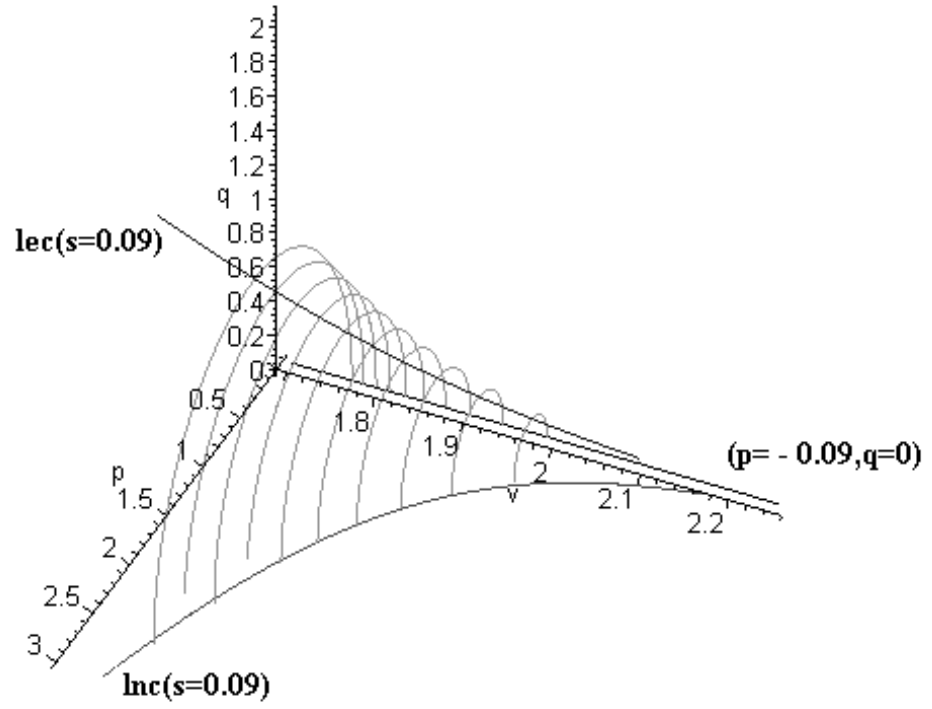


Figura 8.12: Superficie estado frontera con $s_3 = 0.09$ y $p_{3pppp} = 0.2027$.

9. Evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado (parámetro alfa).

9.1. Presentación.

a) Una de las características del modelo que presentamos es su estructura modular. Dicha estructura procede de realizar diversas subdivisiones, a diferentes niveles, de los problemas de deformación y de estados de rotura de los suelos no saturados. Este procedimiento seguido dota al modelo de una sencillez y consistencia que permiten avanzar más en las posibilidades de modelización del problema considerado.

Una de esas subdivisiones consiste en separar el problema global en:

- Parte estática.
- Parte dinámica.
- Evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado.

La parte estática estudia las condiciones iniciales del problema (volumen específico inicial y superficies de fluencia y de estado frontera iniciales); la parte dinámica estudia el comportamiento del suelo frente a cualquier carga tensional (cinco ecuaciones en derivadas parciales de primer orden y movimiento de las superficies de fluencia y de estado frontera, debido a cargas tensionales). Y, por último, **la evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado** estudia la velocidad que adquieren esos fenómenos dinámicos del suelo no saturado, frente a otras cargas tensionales. Viene a ser como la 'aceleración' de los fenómenos del suelo. Dicha evolución queda determinada por un único **parámetro alfa** (α) y determina, para cada uno de los cuatro modelos presentados, lo siguiente:

- En el modelo de rigidez, el parámetro alfa mide la velocidad de rigidización del suelo con el aumento de la succión.
- En el modelo de preconsolidación, el parámetro alfa mide la velocidad con la que se mueven las superficies de fluencia.
- En el modelo de deformabilidad, el parámetro alfa depende la magnitud del límite de colapso.
- En el modelo constitutivo, el parámetro alfa mide por un lado, la velocidad con la que se mueven las superficies de fluencia, y por otro, la velocidad del aumento de la cohesión con la succión.

b) Por otro lado, a diferencia de otros modelos constitutivos (Alonso et al. (90)) donde el objetivo inicial es crear un marco para modelizar el mayor número de tipos de suelos distintos; la estrategia general seguida en la obtención de este modelo, ha sido la de identificar los fenómenos más importantes y característicos de los suelos no saturados; partiendo del modelo constitutivo más simple posible, agrupar la relación de fenómenos que identifique el comportamiento del suelo (e.e. fenómenos generatrices de su comportamiento), separándolos de aquellos otros que sencillamente sean consecuencia de los anteriores (e.e. fenómenos que se obtienen o dependen directamente de otros). Conforme a lo visto en los capítulos anteriores, al primer grupo de fenómenos pertenecen:

- El acoplamiento existente entre las cargas de succión y el movimiento de la superficie de fluencia de tensión neta (condición de acoplamiento).
- El colapso bajo humedecimiento, para niveles de tensión neta suficientemente altos (condición de colapso).
- El movimiento de la superficie de fluencia es una 'medida' de la deformación plástica (condición de movimiento o apoyo).

Mientras que al segundo grupo de fenómenos pertenecen los siguientes:

- El comportamiento deformacional de los suelos es esencialmente independiente para recorridos monótonos que supongan descargas de succión y cargas de tensión neta.
- El colapso lleva el suelo no saturado a la línea de consolidación normal del correspondiente caso saturado.

c) Por último, está suficientemente documentado (Josa et al. (92), Wheeler et al. (95)) el hecho de que la rigidez del suelo puede decrecer cuando la succión aumenta, si no se ha alcanzado el máximo de colapso; o aumentar cuando la succión aumenta, si dicho máximo se ha superado. Por tanto el modelo de rigidez ha de predecir esos dos comportamientos.

Como consecuencia de los tres párrafos expuestos anteriormente, el objetivo del presente capítulo es triple.

1) Por un lado, vamos a formular el modelo de rigidez con un parámetro alfa, y obtener consecuentemente los modelos de preconsolidación, deformabilidad y constitutivo dependientes del parámetro alfa; y por tanto, obtener **un único parámetro que mida todas las componentes de la evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado.**

2) Por otro lado, dicho parámetro alfa nos permite **ampliar el tipo de suelos** para los cuales el presente modelo es aplicable. Dicho parámetro va a

controlar simultáneamente la **velocidad de rigidización** y la **cohesión del suelo**.

3) Y por último, **un valor positivo del parámetro alfa** nos proporciona un modelo de alfa-rigidez en el que la rigidez del suelo decrece, al aumentar la succión; por tanto, dicha elección del parámetro nos proporciona el modelo global (rigidez, preconsolidación y constitutivo) correspondiente a la situación tensional en la que **el máximo de colapso no se ha alcanzado**. Sin embargo, **un valor negativo del parámetro alfa** nos proporciona un modelo de alfa-rigidez en el que la rigidez del suelo crece, al aumentar la succión; luego, dicha elección del parámetro nos proporciona el modelo global (rigidez, preconsolidación y constitutivo) correspondiente a la situación tensional en la que **el máximo de colapso se ha superado**.

9.2. Formulación.

Sea un parámetro α y sea el **modelo de alfa-rigidez** que viene dado por las siguientes expresiones diferenciales, en las mismas posiciones tensionales que (3.9), (3.10), (3.11) y (3.12) (ver Figura 3.2):

$$dv [dp > 0] = -\lambda \frac{d(p_0 + \alpha s_1)}{p_0 + \alpha s_1}, \quad \text{para } p = p_0 \quad (9.1)$$

$$dv [dp] = -\varkappa \frac{d(p + \alpha s_1)}{p + \alpha s_1}, \quad \text{para } p < p_0 \quad (9.2)$$

$$dv [ds > 0] = -\lambda_s \frac{d(s_0 + \alpha p_1)}{s_0 + \alpha p_1}, \quad \text{para } s = s_0 \quad (9.3)$$

$$dv [ds] = -\varkappa_s \frac{d(s + \alpha p_1)}{s + \alpha p_1}, \quad \text{para } s < s_0 \quad (9.4)$$

siendo $\lambda, \varkappa, \lambda_s, \varkappa_s$ las constantes de rigidez y (p_0, s_0) los niveles de preconsolidación.

Como consecuencia de este alfa-modelo se obtienen inmediatamente los correspondientes modelos de preconsolidación, deformabilidad y constitutivo,

todos ellos dependientes de dicho parámetro. En el Apéndice se muestra un resumen de las formulaciones de dichos modelos.

9.2.1. Modelo de rigidez: Velocidad de rigidización del suelo.

a) Modelo de rigidez para estados tensionales que no han alcanzado el máximo de colapso (valores positivos del parámetro alfa).

En la Figura 9.1 se muestran las gráficas (semilogarítmicas) de las líneas de consolidación normal para varias succiones, para los modelos de rigidez y de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$. En dicha gráfica se puede observar que la rigidez decrece al aumentar la succión, tanto en el modelo de rigidez ($\alpha = 1$) como en el modelo de alfa-rigidez ($\alpha = 0.3$).

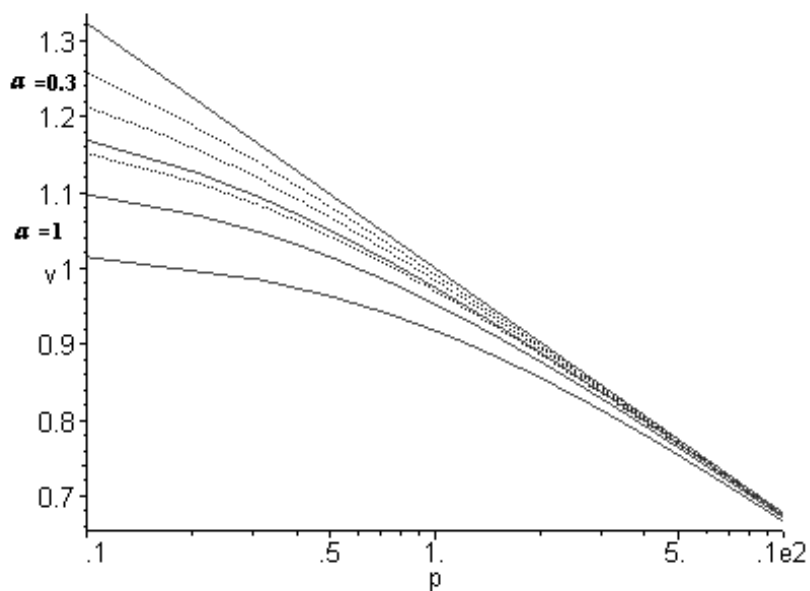


Figura 9.1 : Líneas de consolidación normal para recorridos con $s = 0, 0.2, 0.4$ y 0.8 , para el modelo de rigidez (línea) y el modelo de alfa-rigidez (guiones), con $\alpha = 0.3$.

b) Modelo de rigidez para estados tensionales que han superado el máximo de colapso (valores negativos del parámetro alfa).

En la Figura 9.2 se muestran las gráficas (semilogarítmicas) de las líneas de consolidación normal para varias succiones, para los modelos de rigidez y de alfa-rigidez con $\alpha = -1$. En dicha gráfica se puede observar que la rigidez decrece al aumentar la succión, en el modelo de rigidez ($\alpha = 1$), pero la rigidez crece al aumentar la succión, en el modelo de alfa-rigidez ($\alpha = -1$).

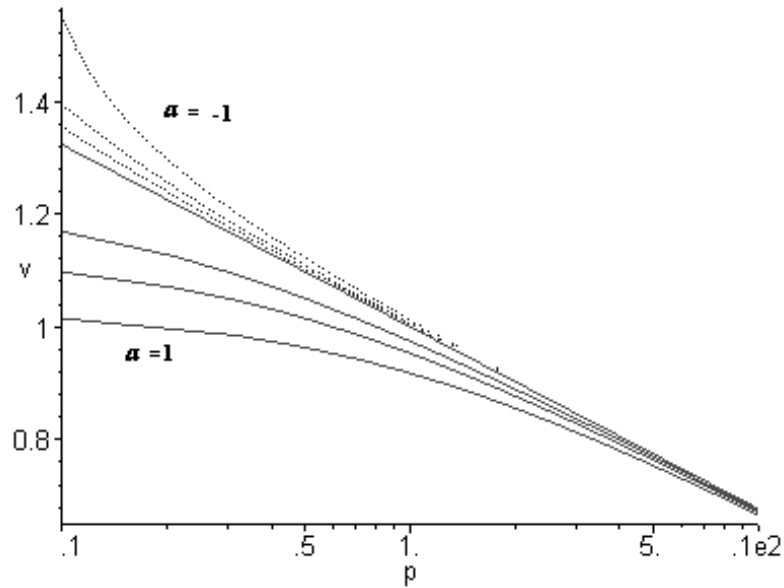


Figura 9.2 : Líneas de consolidación normal para recorridos con $s = 0, 0.2, 0.4$ y 0.8 , para el modelo de rigidez (línea) y el modelo de alfa-rigidez (guiones), con $\alpha = -1$.

9.2.2. Modelo de preconsolidación.

En la Figura 9.3 se muestran superficies de fluencia (o líneas de isoplasticidad), para los modelos de rigidez y de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$.

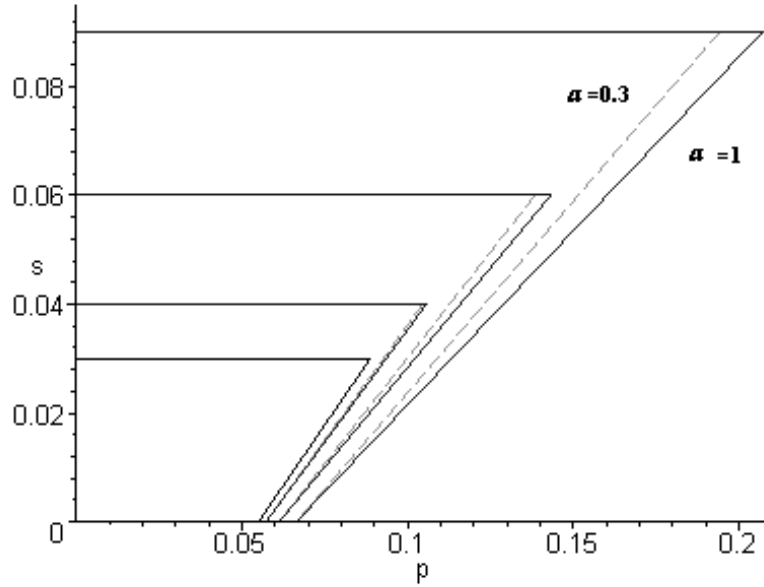


Figura 9.3 : Superficies de fluencia (líneas de isoplasticidad): modelo de rigidez (línea) y modelo de alfa-rigidez (guiones), con $\alpha = 0.3$.

9.2.3. Modelo de deformabilidad.

Como ya se ha indicado anteriormente, en el modelo de deformabilidad, del parámetro α depende tanto la magnitud del límite de colapso como el nivel tensional neto donde dicho límite se 'alcanza'. En este apartado realizamos el calculo de esa dependencia de la magnitud del límite de colapso, y representamos graficamente como depende el nivel tensional neto donde dicho límite se 'alcanza', respecto el valor del parámetro α .

a) Cálculo de la dependencia de la magnitud del límite de colapso, respecto el valor del parámetro α .

En la Figura 9.4 se muestra la variación del volumen específico, respecto de la tensión neta, para el modelo de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$, para los recorridos tensionales de la Figura 6.4 y los valores de los parámetros de la Tabla 6.1 utilizados por Josa et al. (92).

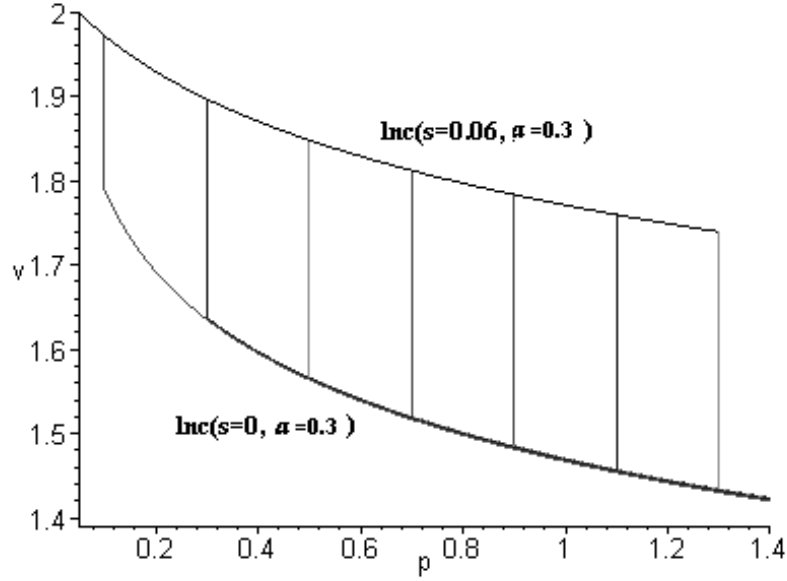


Figura 9.4 : Variación el volumen específico respecto de la tensión neta, para el modelo de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$.

En este caso el límite de colapso es $l_c(\alpha = 0.3) = 0.327302096$.

Si comparamos el límite de colapso obtenido en el apartado 6.3 ($l_c(\alpha = 1) = 0.330967260$), correspondiente al modelo de rigidez, con el que acabamos de obtener, la relación es:

$$\frac{l_c(\alpha = 1)}{l_c(\alpha = 0.3)} = \frac{0.330967260}{0.327302096} \simeq 1.011198107.$$

Podemos concluir que, bajo las condiciones iniciales, recorridos tensionales y valores de los parámetros de Josa et al. (92), un valor del parámetro $\alpha = 0.3$ proporciona una reducción aproximada del límite de colapso de 1.12 %.

En la Figura 9.5 se muestran los incrementos de volumen específico para los modelos de rigidez (obtenidos en el apartado 6.3) y de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$ para los niveles tensionales netos $p = 0.1, 0.3, \dots, 3.9$.

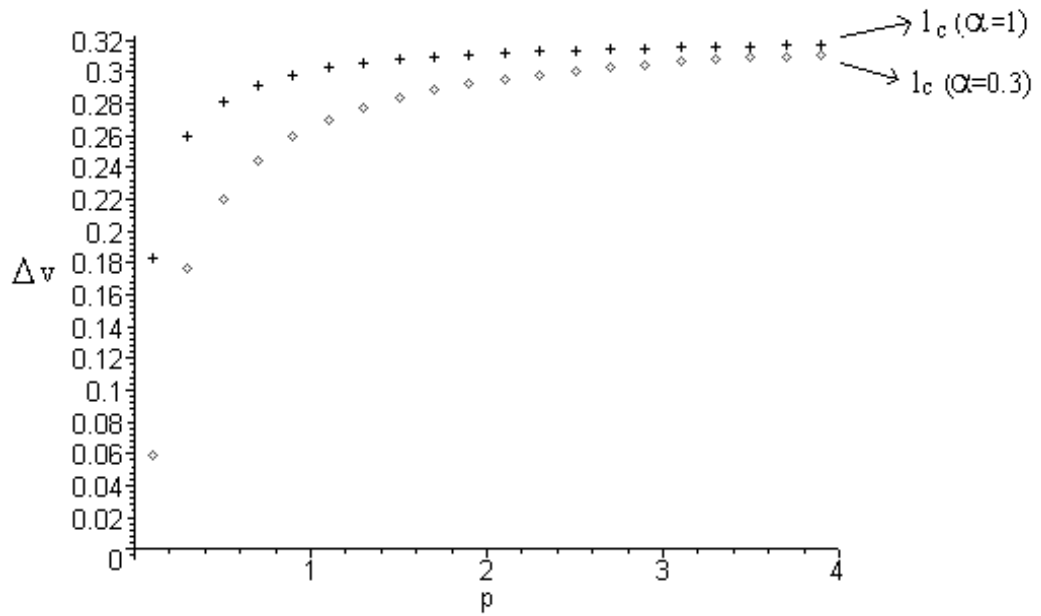


Figura 9.5 : Incremento de volumen específico para los modelos de rigidez (cruces) y de alfa-rigidez con $\alpha = 0.3$ (puntos) para $p=0.1, 0.3, \dots, 3.9$.

b) Muestra gráfica de la dependencia del nivel tensional neto donde el límite de colapso se 'alcanza', respecto el valor del parámetro alfa.

En las Figuras 9.6, 9.7 y 9.8 se muestran los incrementos de volumen específico dados por el modelo de alfa-rigidez, para los valores del parámetro $\alpha = 1, 0.3, 0.1$ y 0.01 , para diferentes rangos de variación de la tensión neta. De nuevo, los datos mostrados corresponden con los recorridos tensionales de la Figura 6.4 y los valores de los parámetros de la Tabla 6.1, utilizados por Josa et al. (92).

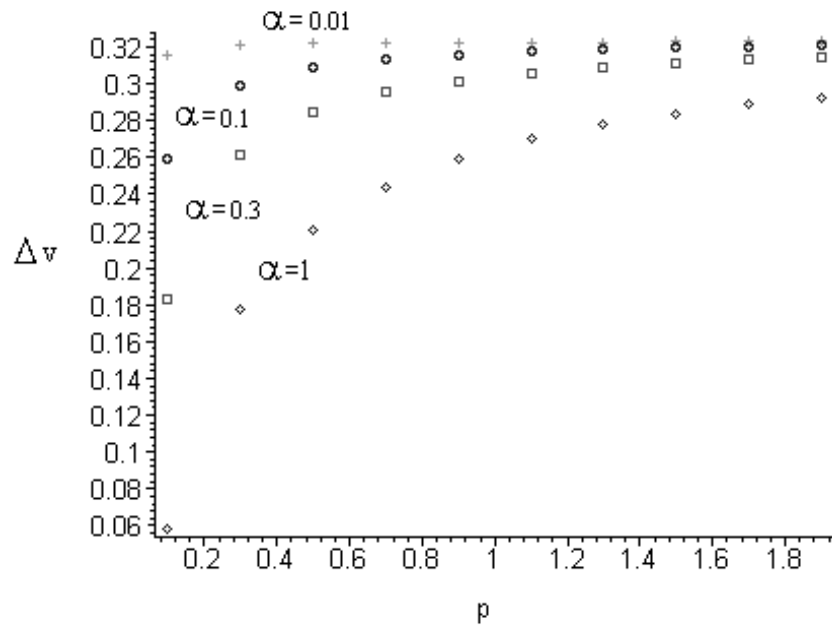


Figura 9.6 : Incremento de volumen específico dado por el modelo de alfa-rigidez, para los valores de $\alpha = 1$ (rombos), $\alpha = 0.3$ (cuadrados), $\alpha = 0.1$ (círculos) y $\alpha = 0.01$ (cruces); variando $p \in [0, 1.9]$.

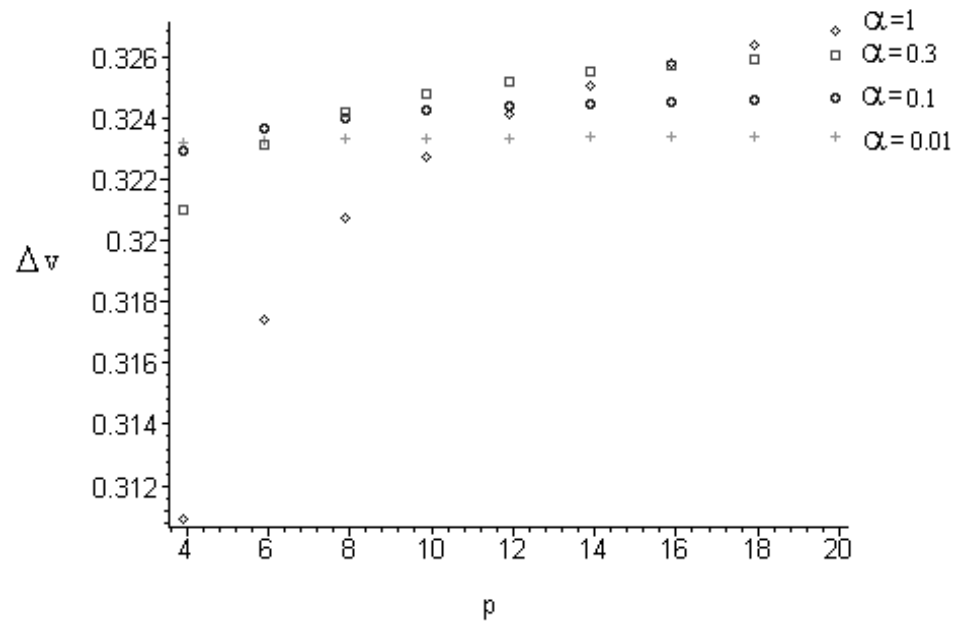


Figura 9.7 : Incremento de volumen específico dado por el modelo de alfa-rigidez, para los valores de $\alpha = 1$ (rombos), $\alpha = 0.3$ (cuadrados), $\alpha = 0.1$ (círculos) y $\alpha = 0.01$ (cruces); variando $p \in [3.9, 20]$.

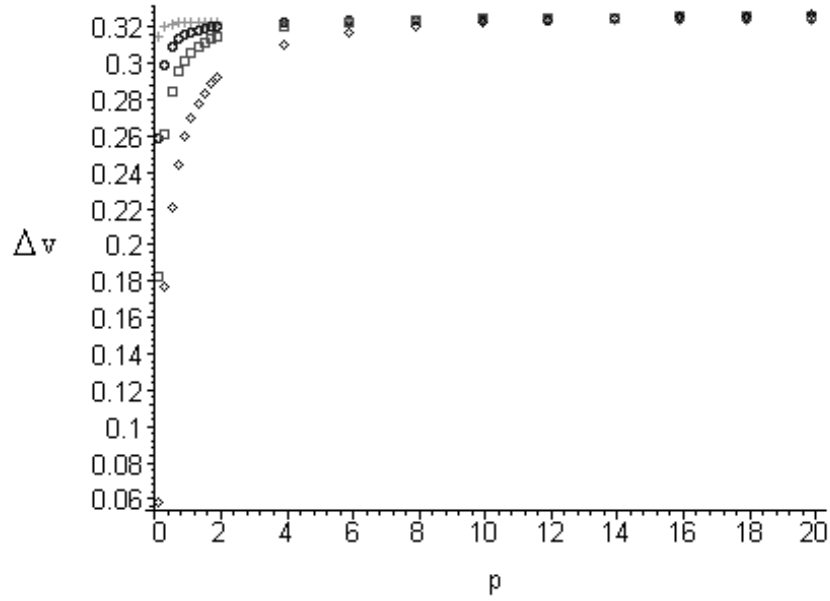


Figura 9.8 : Incremento de volumen específico dado por el modelo de alfa-rigidez, para los valores de $\alpha = 1$ (rombos), $\alpha = 0.3$ (cuadrados), $\alpha = 0.1$ (círculos) y $\alpha = 0.01$ (cruces); variando $p \in [0, 20]$.

Conforme a las Figuras 9.6, 9.7 y 9.8 anteriores, podemos concluir lo siguiente:

Cuanto mayor es la velocidad de rigidización del suelo (parámetro α) :

- El valor del límite de colapso es ligeramente superior. Esto es:

$$l_c(\alpha = 1) > l_c(\alpha = 0.3) > l_c(\alpha = 0.1) > l_c(\alpha = 0.01).$$

- La magnitud del nivel tensional neto, donde ese límite de colapso se 'alcanza', es sensiblemente superior. Esto es:

$$p_c(\alpha = 1) \gg p_c(\alpha = 0.3) \gg p_c(\alpha = 0.1) \gg p_c(\alpha = 0.01).$$

Notando por $p_c(\alpha)$ el nivel tensional neto donde el modelo de α -rigidez 'alcanza' el límite de colapso.

9.2.4. Modelo constitutivo: Variación de la cohesión.

De la misma forma que se obtuvo en el apartado 8.3.1 anterior la línea de estado crítico (ver Figura 8.9) para el valor del parámetro $\alpha = 1$, podemos obtener la siguiente expresión de la **línea de estado crítico** para $s = s_1$ y el valor del parámetro α :

$$q = M(p + \alpha s_1) = Mp + \alpha M s_1 \quad (9.5)$$

En la Figura 9.9 se muestran las líneas de estado crítico para $\alpha = 1$ y $\alpha = 0.3$, y una succión $s_1 = 0.03$.

Como se puede observar en la Figura 9.9, la línea de estado crítico para $\alpha = 0.3$, es una recta que tiene las siguientes propiedades:

- Tiene una pendiente M constante para cualquier nivel de succión, y para cualquier valor del parámetro α , coincidiendo con la pendiente del caso saturado.
- Tiene una cohesión $\alpha M s_1$, que aumenta su magnitud al hacerlo el nivel de succión (Gens (96)), con una 'velocidad', para cambios de succión, que viene determinada por el valor αM .

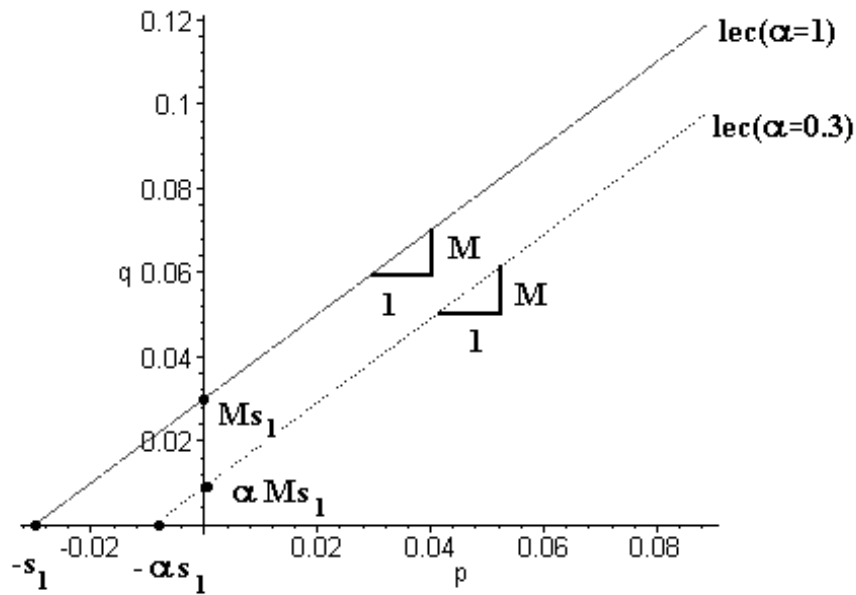


Figura 9.9: Líneas de estado crítico para $\alpha = 1$ y $\alpha = 0.3$, y una succión $s_1 = 0.03$.

10. Comprobación del modelo constitutivo.

10.1. Presentación.

En este capítulo comparamos las predicciones del modelo constitutivo con resultados experimentales. Esta comparación se lleva a cabo respecto dos estados tensionales distintos, correspondientes con las dos grandes componentes del modelo constitutivo:

1.- Para el estado de tensiones isótropo, realizaremos la comparación de datos experimentales con el comportamiento del modelo de deformabilidad. En este caso los recorridos tensionales difieren sustancialmente de los utilizados en los capítulos 4 y 7 anteriores, ya que no incluyen el fenómeno de acoplamiento entre ambas superficies de fluencia. Utilizaremos datos de líneas de consolidación normal, para diversos niveles de succión, obtenidos experimentalmente, en el espacio $(v : p)$.

2.- Para el estado de tensiones triaxial, realizaremos la comparación de datos experimentales con el comportamiento del modelo constitutivo de estado crítico. Utilizaremos datos experimentales de ensayos de corte CTC (compresión triaxial convencional drenada) y TC (compresión triaxial drenada). Realizaremos la comprobación de:

- Líneas de estado crítico, para diversos niveles de succión, en el espacio $(p : q)$.
- Líneas de estado crítico, para diversos niveles de succión, en el espacio $(v : p)$.

Los tests utilizados en este capítulo, se han llevado a cabo con suelo residual recompactado de baja plasticidad, en el Georgia Institute of Technology (Atlanta, Georgia, USA). Dichos tests han sido realizados y publicados por Hoyos (98).

En este punto es importante hacer notar que, como ya se indicó en el apartado 1.2 anterior, el objetivo fundamental de este trabajo es desarrollar un esqueleto o esquema básico del comportamiento mecánico, tanto deformacional como de estados de rotura, de los suelos no saturados. Dicho esqueleto o esquema básico, en caso de llevar incorporado ningún parámetro adicional a las

constantes de rigidez del caso saturado, ha de ser capaz de reproducir únicamente el comportamiento cualitativo o tendencia del comportamiento, cuando pasamos del caso saturado al no saturado. Posteriormente dicho esquema básico ha de ser 'completado' con todos los parámetros necesarios para que el esquema resultante, sea capaz de reproducir el comportamiento mecánico, tanto cualitativo como cuantitativo, de los suelos no saturados.

Realizamos una representación gráfica conjunta de los siguientes datos:

- Los datos experimentales de Hoyos (98).
- Los datos predichos por el modelo constitutivo: sin ningún parámetro adicional a las constantes de rigidez del caso saturado y con una elección del parámetro alfa.
- Los datos predichos por otros modelos constitutivos de estado crítico, ampliamente extendidos y validados experimentalmente, como son: Alonso et al. (90) para el estado tensional isótropo y las líneas de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$ y Wheeler et al. (95) para las líneas de estado crítico en el espacio $(v : p : s)$.

10.2. Comparación de las predicciones del modelo con resultados experimentales.

10.2.1. Estado tensional isótropo: Modelo de deformabilidad.

En este apartado utilizaremos los datos obtenidos con 6 series de tests drenados de cargas isótropas con succión constante, llevados a cabo en un triaxial cúbico, con igual número de muestras de suelo residual recompactado. Todo ello con el objetivo de estudiar experimentalmente las características mecánicas del comportamiento de un suelo no saturado, bajo condiciones de carga isótropas (e.e. $dq = 0$).

En la Figura 10.1 (de Hoyos (98)) se presentan los recorridos tensionales seguidos por las muestras en el espacio $(p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - u_a, s = u_a - u_w)$, con $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Se trata de recorridos tensionales con cargas de tensión neta, desde $p = 0.05$ hasta $p = 0.4 \text{ (MPa)}$, a niveles de succión constante siguientes: $s_1 = 0.05$, $s_2 = 0.1$ y $s_3 = 0.2 \text{ (MPa)}$.

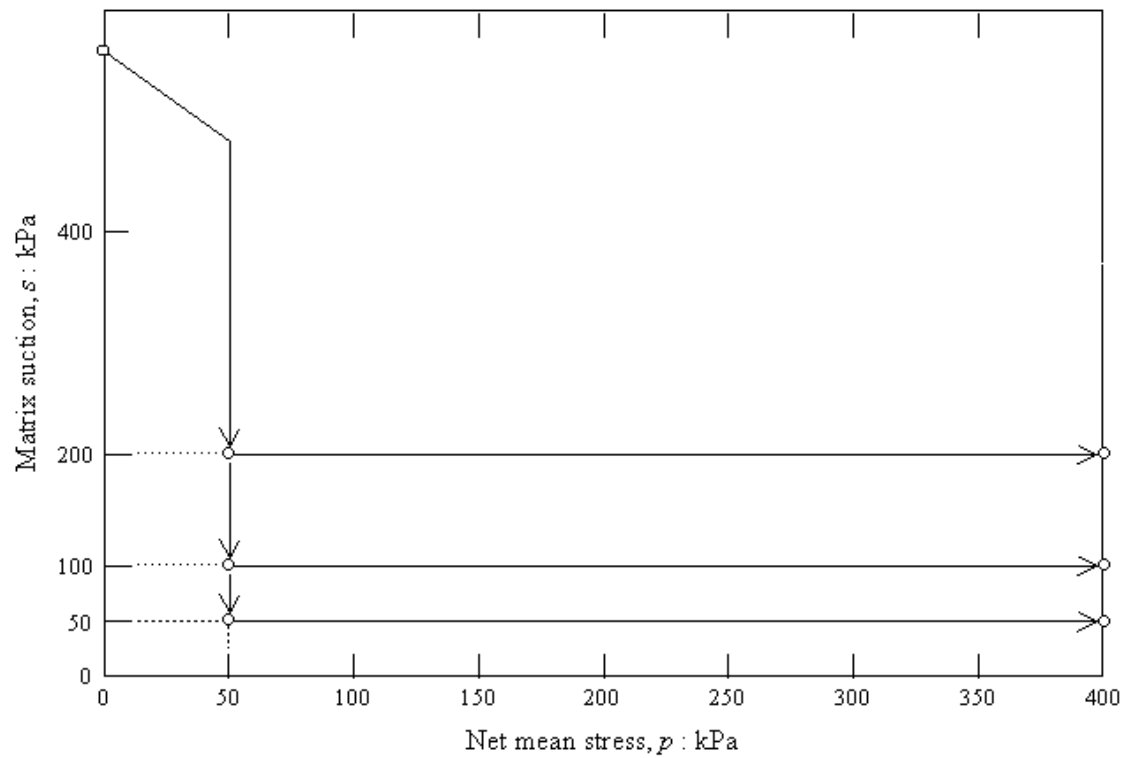


Figura 10.1: Recorridos tensionales utilizados por Hoyos (98).

La Figura 10.2 muestra la variación del volumen específico (v) respecto de la tensión neta (p), para los distintos niveles de succión, obtenidos experimentalmente por Hoyos (98). De dicha gráfica se pueden obtener los niveles de preconsolidación del suelo (correspondiente al cambio 'brusco' de las pendientes de las distintas gráficas), y que se muestran en la Tabla 10.1.

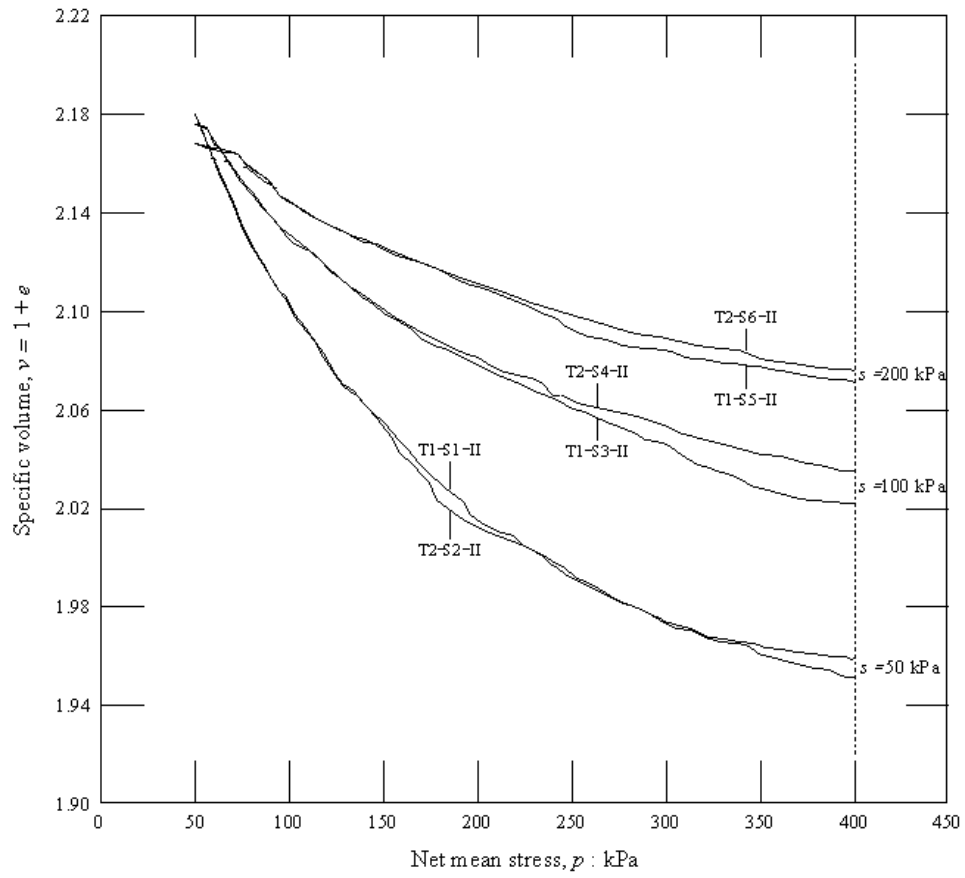


Figura 10.2 : Variación del volumen específico, respecto de la tensión neta, obtenidos por Hoyos (98).

$p_0(s_1 = 0.05) = 0.05.$	$p_0(s_2 = 0.1) = 0.056.$	$p_0(s_3 = 0.2) = 0.072.$
---------------------------	---------------------------	---------------------------

Tabla 10.1 : Niveles de preconsolidación del suelo, obtenidos de la Figura 10.2 (De Hoyos (98)).

En la Figura 10.3 se muestran las predicciones del modelo de deformabilidad para los recorridos tensionales de la Figura 10.1 (líneas). En la Tabla 10.2 se presentan los valores de las constantes de rigidez utilizados por el modelo.

Asimismo, en la figura también se muestran los valores del volumen específico obtenidos experimentalmente (Figura 10.2) correspondientes a los niveles de tensión neta $p = 0.05, 0.1, 0.15, \dots, 0.4$ (puntos).

$\lambda = 0.15$	$\varkappa = 0.05$
------------------	--------------------

Tabla 10.2 : Valores de las constantes de rigidez utilizados para obtener la Figura 10.3.

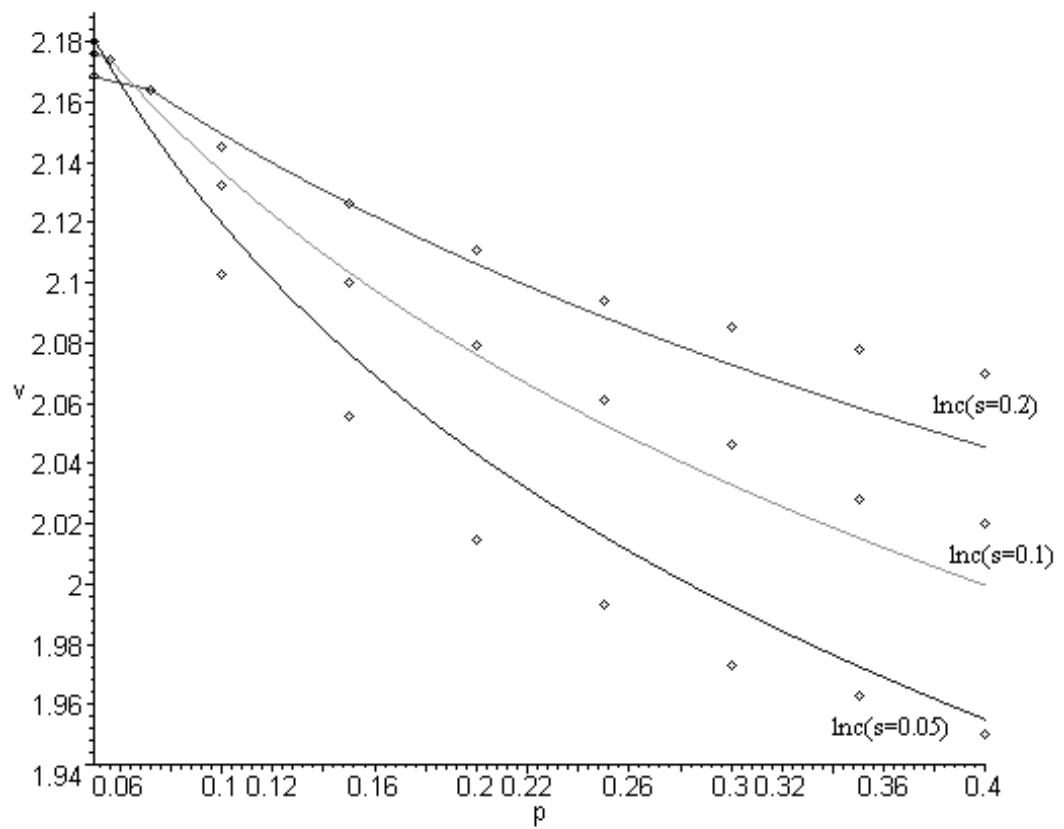


Figura 10.3 : Variación del volumen específico, para las distintas succiones: predicho por el modelo de deformabilidad (líneas) y medido experimentalmente por Hoyos (98) (puntos).

Como en la figura anterior, en la Figura 10.4 se muestran las predicciones del modelo de deformabilidad junto con algunos valores experimentales. En este caso, los valores de los parámetros utilizados por el modelo de deformabilidad se muestran en la Tabla 10.3. Aquí utilizamos un parámetro adicional (α), respecto del correspondiente caso saturado. El valor asignado a dicho parámetro es el que se obtendrá en el apartado 10.2.2.1 siguiente (líneas de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$), y que corresponde con el factor de linealidad de la cohesión respecto de la succión.

$\lambda = 0.17$	$\kappa = 0.0714$	$\alpha = 1.56691$
------------------	-------------------	--------------------

Tabla 10.3 : Valores de las constantes de rigidez utilizados para obtener la Figura 10.4.

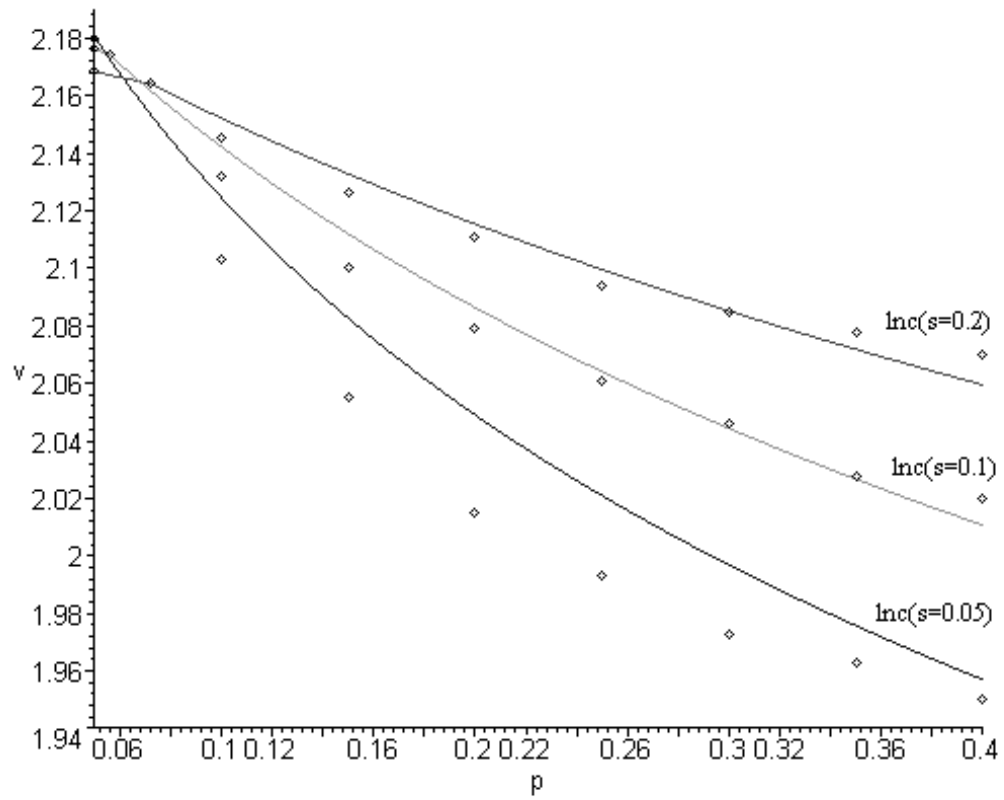


Figura 10.4 : Variación del volumen específico, para las distintas succiones:
predicho por el modelo de deformabilidad (líneas),
y medido experimentalmente por Hoyos (98) (puntos).

En la Figura 10.5 se muestran las predicciones del modelo de Alonso et al. (90) (líneas) para los recorridos tensionales de la Figura 10.1. En la Tabla 10.4 se presentan los valores de las constantes, obtenidos de Hoyos (98), y que han sido utilizados por el modelo. Asimismo, en la figura también se muestran los valores del volumen específico obtenidos experimentalmente (Figura 10.2) correspondientes a los niveles de tensión neta $p = 0.05, 0.1, 0.15, \dots, 0.4$ (puntos).

$\lambda(0) = 0.22$	$\kappa = 0.011$	$\beta = 17.89(MPa)^{-1}$	$r = 0.21$	$p^c = 0.036MPa$
---------------------	------------------	---------------------------	------------	------------------

Tabla 10.4: Valores de las constantes utilizados para obtener la Figura 10.5.

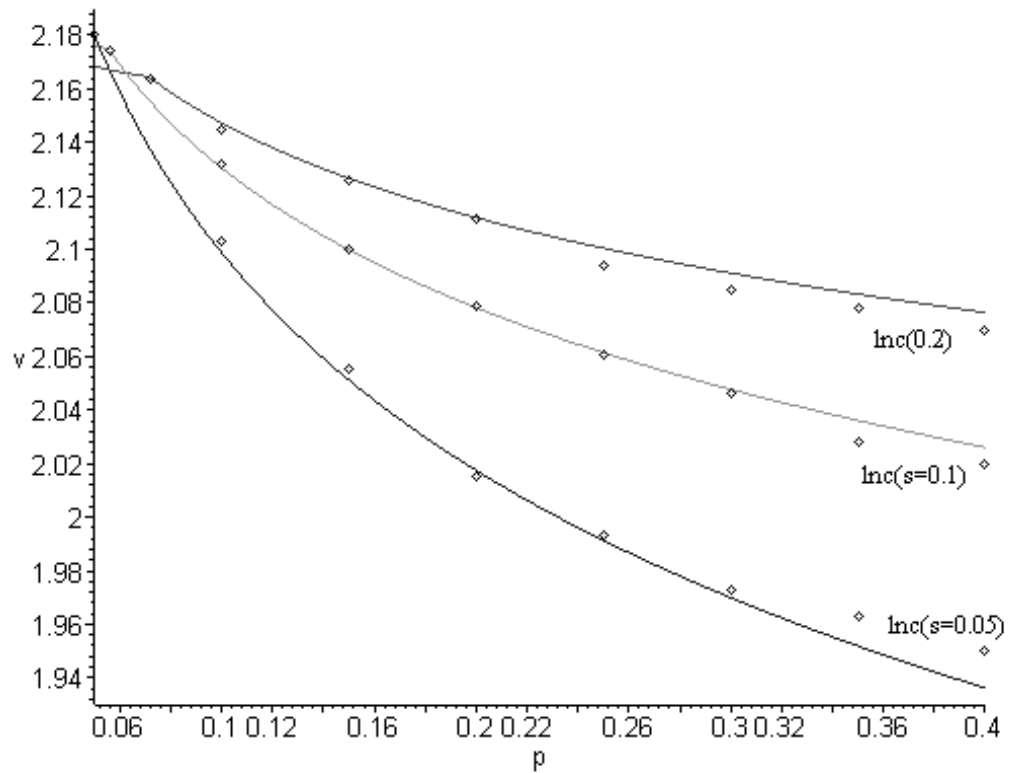


Figura 10.5 : Variación del volumen específico, para las distintas succiones: predicho por el modelo de Alonso et al. (90) (líneas) y medido experimentalmente por Hoyos (98) (puntos).

10.2.2. Estado tensional triaxial: Modelo constitutivo de estado crítico.

En este apartado utilizaremos los datos obtenidos con 12 series de tests drenados con succión constante, en ensayos de corte CTC (compresión triaxial convencional drenada) y TC (compresión triaxial drenada) con control de tensión y succión, con igual número de muestras de suelo residual recompactado. Todo ello con el objetivo de estudiar experimentalmente las características mecánicas del comportamiento de un suelo no saturado, bajo condiciones de carga de corte simétricas respecto de un eje (e.e. $\sigma_2 = \sigma_3$), para diversos niveles de succión.

En la Figura 10.6 (de Hoyos (98)) se presentan los recorridos tensionales seguidos por las muestras en el espacio $(p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) - u_a, q = \sigma_1 - \sigma_3, s = u_a - u_w)$.

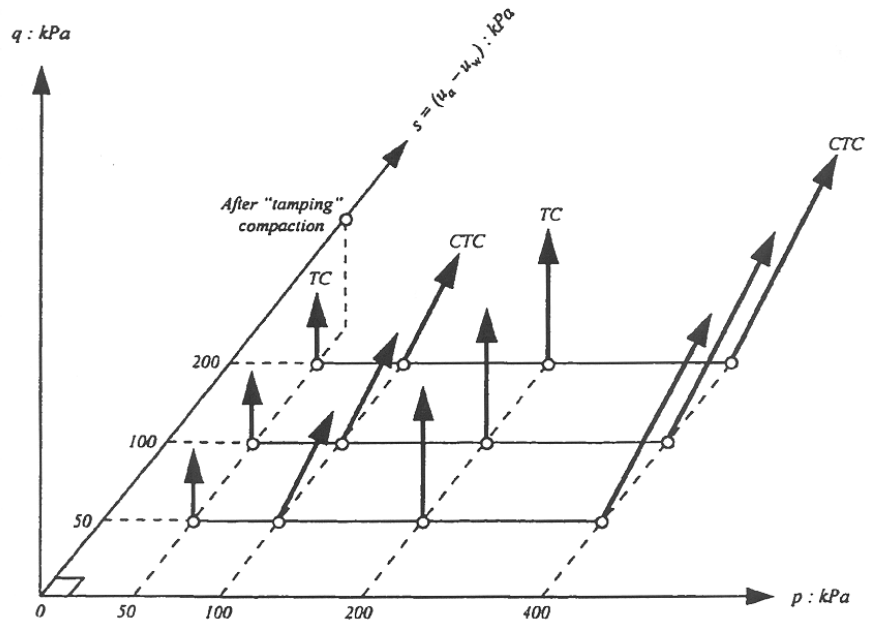


Figura 10.6: Recorridos tensionales utilizados por Hoyos (98).

En la Tabla 10.5 se presentan los valores de las variables básicas, correspondientes a los estados tensionales de las 12 muestras, previos a los ensayos de corte.

Número test	Tipo test	u_a	u_w	p	s
1	TC	0.45	0.4	0.05	0.05
2	TC	0.45	0.4	0.2	0.05
3	CTC	0.45	0.4	0.1	0.05
4	CTC	0.45	0.4	0.4	0.05
5	TC	0.45	0.35	0.05	0.1
6	TC	0.45	0.35	0.2	0.1
7	CTC	0.45	0.35	0.1	0.1
8	CTC	0.45	0.35	0.4	0.1
9	TC	0.45	0.25	0.05	0.2
10	TC	0.45	0.25	0.2	0.2
11	CTC	0.45	0.25	0.1	0.2
12	CTC	0.45	0.25	0.4	0.2

Tabla 10.5 : Valores de las variables básicas de los estados tensionales previos a los ensayos de corte (De Hoyos (98)).

En las Figuras 10.7, 10.8 y 10.9 se representa la respuesta experimental tensión desviadora-deformación de corte total ($q, \varepsilon_q^{tot} = \varepsilon_q$), de los 9 tests drenados de succión y tensión controlada TC y CTC, para los niveles de succión: $s = 0.05$, $s = 0.1$ y $s = 0.2$. Dichas figuras se han obtenido de Hoyos (98). El nivel de estado crítico se ha identificado para valores aproximados del 12% de la deformación de corte total ($\varepsilon_q^{tot} = \varepsilon_q$).

En la Figura 10.10 se muestra la respuesta experimental volumen específico-tensión neta, en los niveles tensionales de estado crítico (v, p) (puntos). Dicha figura se ha obtenido de Hoyos (98).

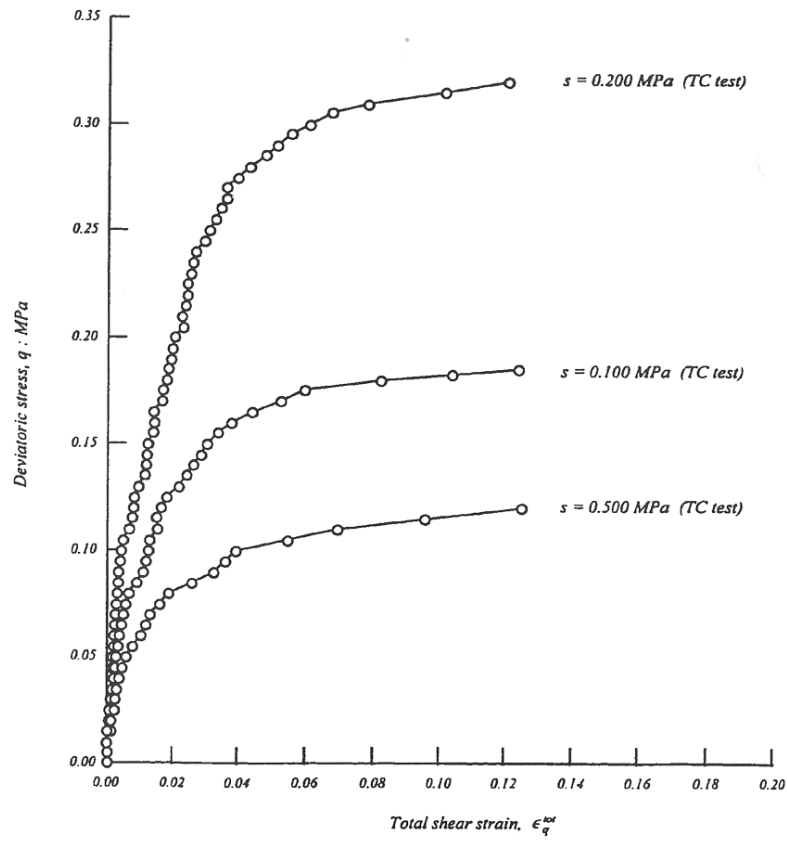


Figura 10.7 : Respuesta experimental en el espacio $(q, \epsilon_q^{tot} = \epsilon_q)$, para los tests drenados TC números 1, 5 y 9 de la Tabla 10.5, con succión constante s de valores 0.05, 0.1 y 0.2, con tensión neta inicial p de valor 0.05 (De Hoyos (98)).

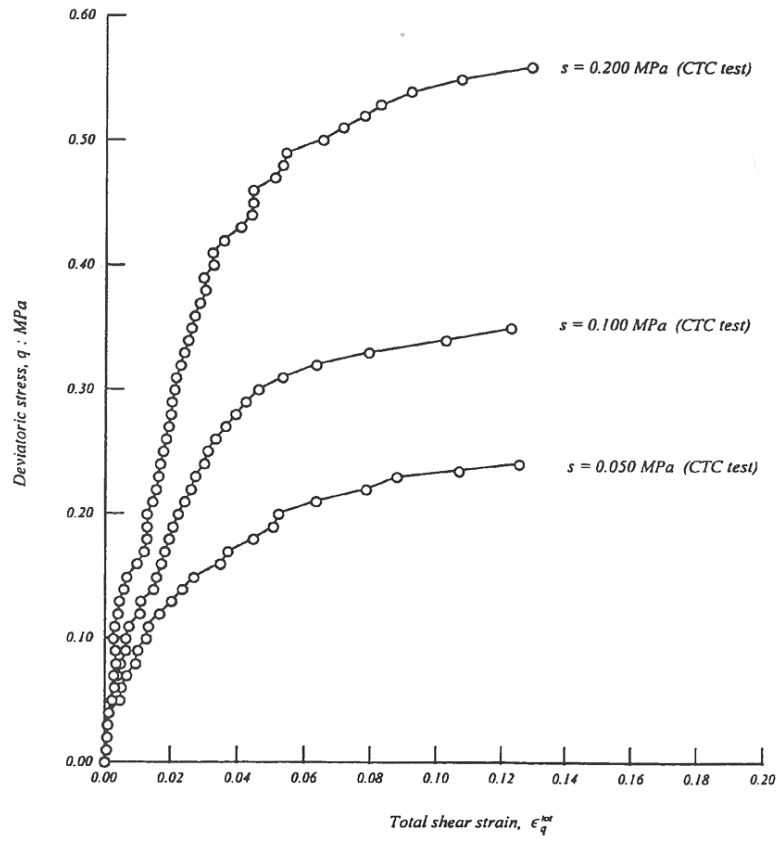


Figura 10.8 : Respuesta experimental en el espacio $(q, \epsilon_q^{tot} = \epsilon_q)$, para los tests drenados CTC números 3, 7 y 11 de la Tabla 10.5, con succión constante s de valores 0.05, 0.1 y 0.2, con tensión neta inicial p de valor 0.1 (De Hoyos (98)).

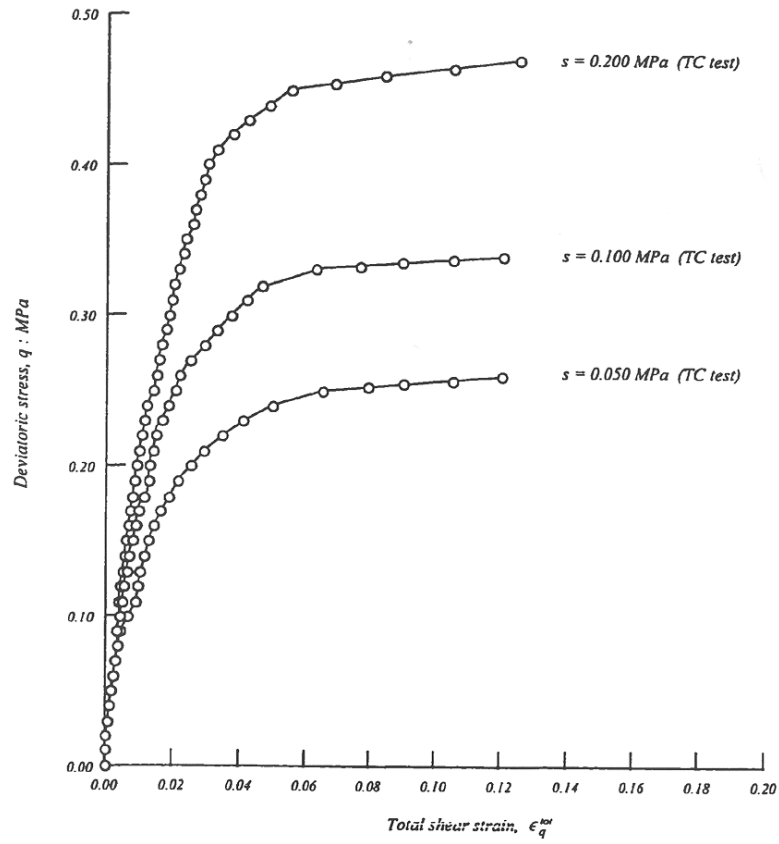


Figura 10.9 : Respuesta experimental en el espacio $(q, \epsilon_q^{tot} = \epsilon_q)$, para los tests drenados TC número 2, 6 y 10 de la Tabla 10.5, con succión constante s de valores 0.05, 0.1 y 0.2, con tensión neta inicial p de valor 0.2 (De Hoyos (98)).

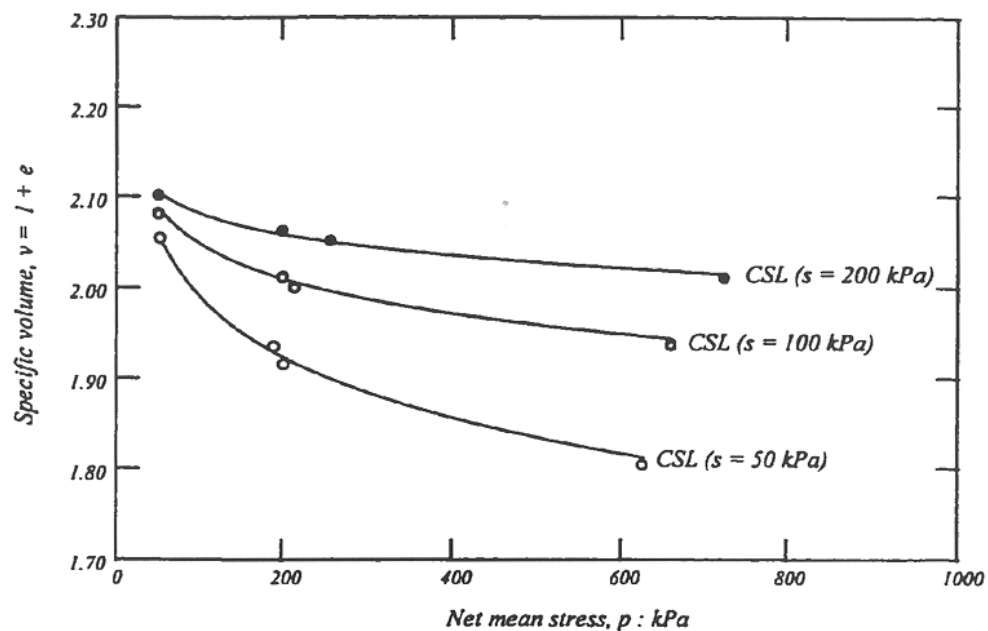


Figura 10.10 : Respuesta experimental en el espacio (v, p) , en los estados tensionales de estado crítico mostrados en las Figuras 10.7, 10.8 y 10.9 (De Hoyos (98)).

En la Tabla 10.6 se muestran los siguientes datos:

- Los valores de tensión neta y succión (p_{ini}, s_{ini}) antes de iniciar los tests de la Figura 10.6.
- Los valores aproximados de tensión desviadora y de tensión neta (p_{ec}, q_{ec}) donde se alcanza el 12% de deformación de corte total, ε_q^{tot} , obtenidos de las Figuras 10.7, 10.8 y 10.9. En los tests CTC se verifica la relación $dp = \frac{1}{3}dq$.
- Los valores aproximados de volumen específico (v_{ec}) que ha alcanzado la muestra en el estado tensional (p_{ec}, q_{ec}) , obtenidos de la Figura 10.10.

Número test	Tipo test	p_{ini}	s_{ini}	p_{ec}	q_{ec}	v_{ec}
1	TC	0.05	0.05	0.05	0.121	2.05
2	TC	0.2	0.05	0.2	0.238	1.92
3	CTC	0.1	0.05	0.19	0.271	1.93
4	CTC	0.4	0.05	0.624	0.675	1.8
5	TC	0.05	0.1	0.05	0.181	2.08
6	TC	0.2	0.1	0.2	0.351	2.01
7	CTC	0.1	0.1	0.213	0.339	2
8	CTC	0.4	0.1	0.658	0.775	1.94
9	TC	0.05	0.2	0.05	0.321	2.1
10	TC	0.2	0.2	0.2	0.560	2.06
11	CTC	0.1	0.2	0.257	0.471	2.04
12	CTC	0.4	0.2	0.724	0.972	2.01

Tabla 10.6 : Valores iniciales de tensión neta y succión (p_{ini}, s_{ini}) y valores de las variables en el estado tensional crítico (p_{ec}, q_{ec}, v_{ec}) (De Hoyos (98)).

10.2.2.1. Líneas de estado crítico en el espacio (p:q:s).

En este subapartado realizamos una comparación de las predicciones de las líneas de estado crítico en el espacio ($p : q$), para diversos niveles de succión, del modelo constitutivo de estado crítico, con los resultados experimentales de Hoyos (98) que acabamos de presentar, y que se resumen en la Tabla 10.6.

A partir de los valores (p_{ec}, q_{ec}) de la Tabla 10.6, calculamos las rectas que mejor aproximan esos datos, en el sentido de los mínimos cuadrados, para cada nivel de succión. Dichas rectas las vamos a considerar como **líneas de estado crítico** en el espacio (p, q), que notaremos por: $lec(s = 0.05)$, $lec(s = 0.1)$ y $lec(s = 0.2)$, tienen la siguiente expresión analítica que se muestra en la Tabla 10.7.

$lec(s = 0.05)$	$lec(s = 0.1)$	$lec(s = 0.2)$
$q = 0.06876 + 0.9670 p$	$q = 0.1401 + 0.9682 p$	$q = 0.2929 + 0.9359 p$

Tabla 10.7 : Expresiones analíticas de las líneas de estado crítico de los niveles de succión 0.05, 0.1 y 0.2.

En la Figura 10.11 se representan los valores (p_{ec}, q_{ec}) de la Tabla 10.6 (puntos) y las líneas de estado crítico $lec(s = 0.05)$, $lec(s = 0.1)$ y $lec(s = 0.2)$ (rectas).

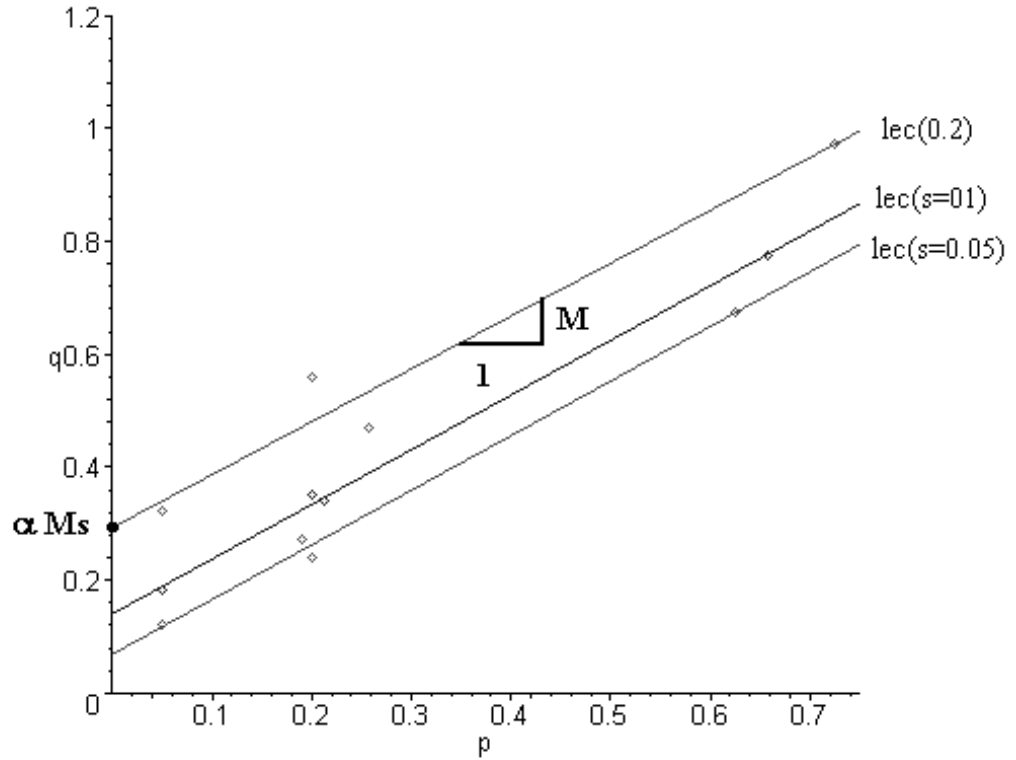


Figura 10.11 : Valores (p_{ec}, q_{ec}) de la Tabla 10.6 (puntos) y las líneas de estado crítico de los niveles de succión 0.05, 0.1 y 0.2. (rectas).

Como se ha expuesto en los apartados 8.3.1 y 9.2.4 anteriores, y ahora podemos comprobar experimentalmente, las líneas de estado crítico en el espacio $(p : q)$, para cada nivel de succión, son rectas que verifican las siguientes propiedades:

1.- Tienen pendiente (ángulo de fricción) M (con el mismo valor que en el caso saturado), siendo constante para todos los niveles de succión. Para las

líneas de estado crítico de la Figura 10.11 el valor de M lo podemos calcular como la media aritmética de las pendientes de las 3 rectas:

$$M = 0.957 \quad (10.1)$$

2.- Tienen una cohesión de αMs -o bien Ms si consideramos el modelo constitutivo sin parámetro α - para la línea de estado crítico $lec(s)$. Dicha cohesión aumenta su magnitud linealmente al hacerlo la succión. Si notamos por $\mu(s)$ la cohesión de la $lec(s)$, de la Figura 10.11 podemos obtener los siguientes resultados:

$\mu(s = 0.05)$	$\mu(s = 0.1)$	$\mu(s = 0.2)$
0.06876	0.1401	0.2929

Tabla 10.8 : Valores de la cohesión de las líneas de estado crítico correspondientes a los niveles de succión 0.05, 0.1 y 0.2.

La recta mejor aproximación, en el sentido de los mínimos cuadrados, de los datos de la Tabla 10.8 en el espacio $(s, \mu(s))$, se representa en la Figura 10.12, conjuntamente con los datos de dicha tabla, y tiene la expresión: $\mu(s) = -0.0076 + 1.4995 s$. Por tanto, de esta expresión, el valor de M y de la relación $\mu(s) = \alpha Ms$ anterior, podemos calcular:

$$\alpha = \frac{1.4995}{M} = \frac{1.4995}{0.957} = 1.56691 \quad (10.2)$$

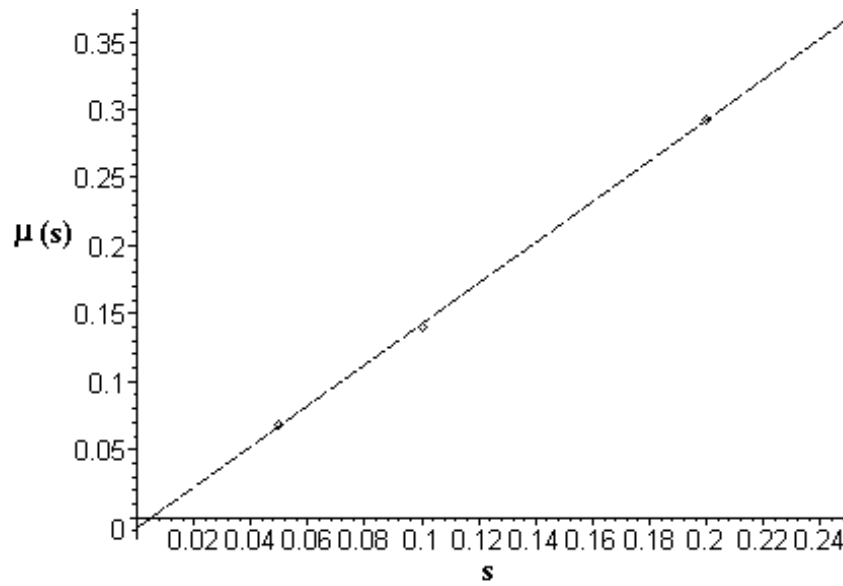


Figura 10.12 : Valores $(s, \mu(s))$ de las líneas de estado crítico de la Figura 10.11 (puntos) y su recta mejor aproximación.

Como consecuencia de estos resultados, podemos concluir que los datos experimentales confirman el comportamiento predicho por el modelo constitutivo de estado crítico, respecto de las líneas de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$ en los siguientes aspectos:

- El ángulo de fricción es constante para todos los niveles de succión, y coincide con el correspondiente del caso saturado.
- La magnitud de la cohesión aumenta linealmente al hacerlo la succión, y el coeficiente de la linealidad es el producto del ángulo de fricción por la velocidad de rigidización (α) .

Con el valor del parámetro α obtenido a partir de los datos experimentales representados en la Figura 10.12:

$$\alpha = 1.56691$$

hemos representado en la Figura 10.4 las líneas normalmente consolidadas, para diversos niveles de succión, considerando dicho valor del parámetro como velocidad de rigidización.

De las Figuras 10.4 y 10.11 podemos observar, por un lado el buen comportamiento cualitativo del modelo constitutivo, sin más parámetros que los correspondientes al caso saturado y el parámetro α , y por otro, podemos validar experimentalmente, a través del parámetro α , la relación existente entre los siguientes fenómenos de los suelos no saturados (apartados 9.2.1 y 9.2.4):

- Velocidad de rigidización del suelo, respecto el nivel de succión.
- El coeficiente del factor de linealidad de la cohesión del suelo, respecto el nivel de succión.

10.2.2.2. Líneas de estado crítico en el espacio (v:p:s).

En este subapartado realizamos una comparación de las predicciones de la líneas de estado crítico en el espacio $(v : \log_{10} p)$, para diversos niveles de succión, del modelo constitutivo de estado crítico, con los resultados experimentales de Hoyos (98) y que se resumen en la Tabla 10.6.

En la Figura 10.13 se muestran las predicciones de las líneas de estado crítico en el espacio $(v : \log_{10} p)$, para las succiones 0.05, 0.1 y 0.2, del modelo constitutivo de estado crítico. En la Tabla 10.9 se presentan los valores de las constantes de rigidez utilizadas por el modelo. Asimismo, en la figura también se muestran los valores experimentales $(v_{ec}, \log_{10} p_{ec})$ obtenidos de la Tabla 10.6 (De Hoyos (98)).

$\lambda = 0.1$	$\varkappa = 0.005$
-----------------	---------------------

Tabla 10.9 : Valores de los parámetros que utiliza el modelo constitutivo representado en la Figura 10.13.

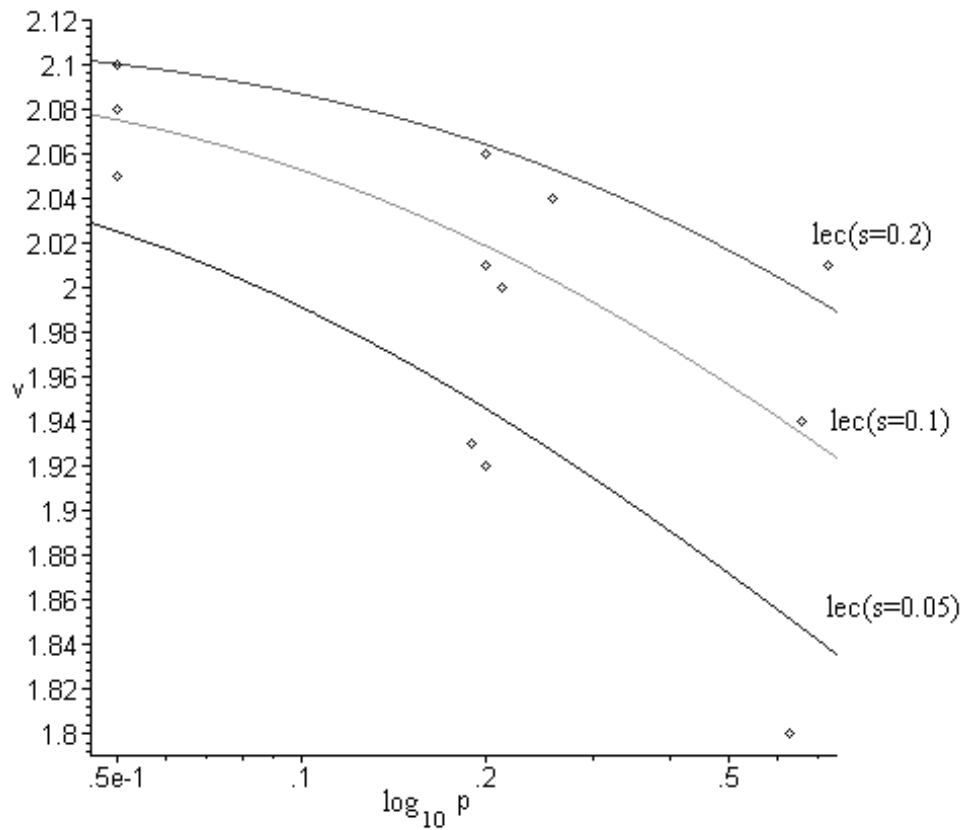


Figura 10.13 : Valores $(v_{ec}, \log_{10} p_{ec})$ de la Tabla 10.6 (puntos) y líneas de estado crítico, en el espacio $(v : \log_{10} p)$, de los niveles de succión 0.05, 0.1 y 0.2 (líneas).

En la Figura 10.14 se muestra conjuntamente:

- Los valores experimentales $(v_{ec}, \log_{10} p_{ec})$ obtenidos de la Tabla 10.6 (puntos) (De Hoyos (98)).
- Las predicciones de las líneas de estado crítico en el espacio $(v : \log_{10} p)$, para las succiones 0.05, 0.1 y 0.2, del modelo constitutivo de estado crítico (líneas continuas). En la Tabla 10.10 se presentan los valores de los parámetros utilizados por el modelo.
- Las predicciones de las líneas de estado crítico en el espacio $(v : \log_{10} p)$, para las succiones 0.05, 0.1 y 0.2, del modelo de Wheeler et al (95) (líneas de guiones). En la Tabla 10.11 se presentan los valores de los parámetros utilizados por el modelo, cuyas líneas de estado crítico en el espacio $(v : p)$ vienen representadas por la expresión:

$$v = \Gamma(s) - \psi(s) \ln\left(\frac{p}{p_{at}}\right) \quad (10.3)$$

siendo $p_{at} = 0.1(MPa)$.

$\lambda = 0.22$	$\varkappa = 0.011$	$\alpha = 4.$
------------------	---------------------	---------------

Tabla 10.10 : Valores de los parámetros que utiliza el modelo constitutivo representado en la Figura 10.14.

s	$\psi(s)$	$\Gamma(s)$
0.05	0.097	1.991
0.1	0.056	2.049
0.2	0.034	2.082

Tabla 10.11 : Valores de los parámetros que utiliza el modelo de Wheeler et al (95) representado en la Figura 10.14.

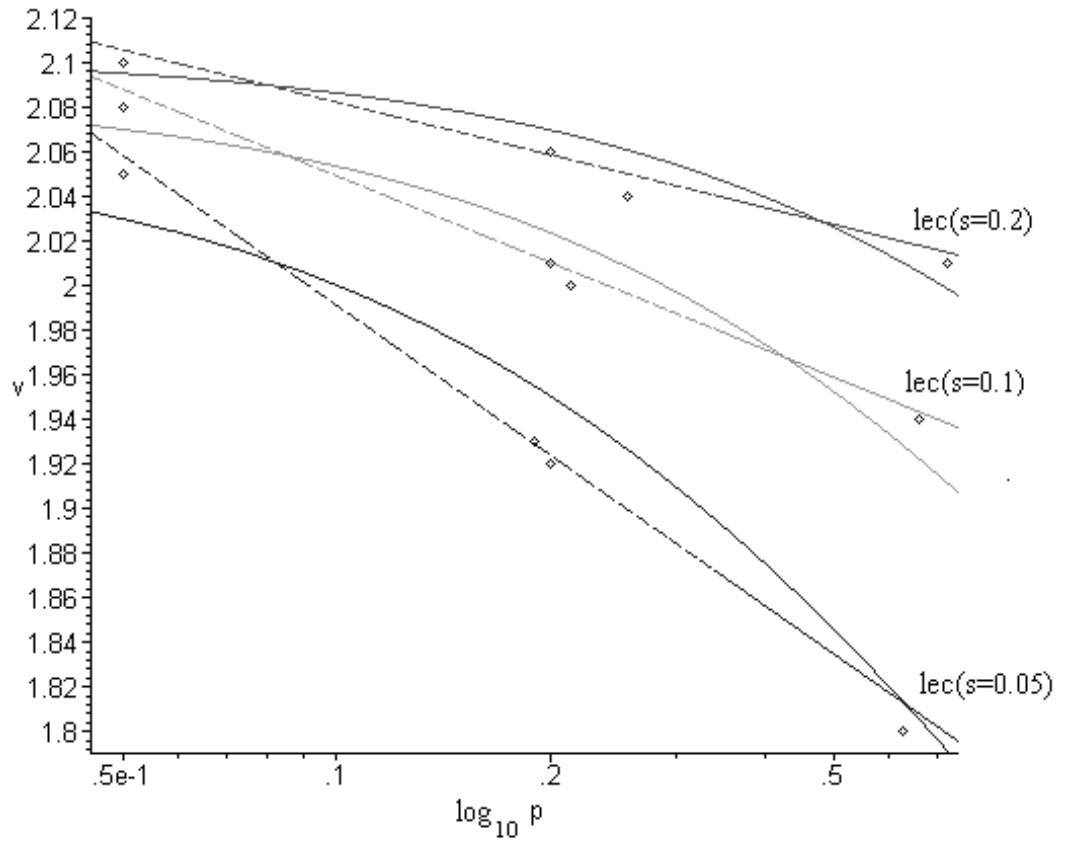


Figura 10.14 : En el espacio $(v : \log_{10} p)$, y para los los niveles de succión 0.05, 0.1 y 0.2 :
Valores $(v_{ec}, \log_{10} p_{ec})$ de la Tabla 10.6 (puntos),
Líneas de estado crítico del modelo constitutivo (líneas continuas) y
Líneas de estado crítico del modelo de Wheeler et al (95) (líneas de guiones).

11. Resultados, conclusiones y líneas futuras de investigación.

11.1. Resultados y conclusiones.

Presentamos a continuación una relación de los resultados mas importantes que se obtienen con el presente trabajo.

1. El **modelo deformacional** reproduce las principales características del comportamiento deformacional de los suelos no plásticos, moderadamente expansivos y no saturados (Alonso, Gens & Hight (87)) (Capítulos 3, 5 y 6):

- Los suelos se pueden hinchar o colapsar bajo humedecimiento, dependiendo de si el nivel de tensión de confinamiento es suficientemente bajo (hinchamiento) o suficientemente alto (colapso). Este fenómeno de colapso está compuesto principalmente por una compresión volumétrica irreversible y, para un cierto rango de valores de la tensión neta, la magnitud total de dicha compresión aumenta con la intensidad de la tensión de confinamiento, hasta un límite de colapso. El colapso lleva el suelo no saturado a la línea de consolidación normal del caso saturado.

- Hay un acoplamiento entre los fenómenos de carga de succión y movimiento de la superficie de fluencia de tensión neta.

- El comportamiento deformacional del suelo es esencialmente independiente del camino, para recorridos tensionales monótonos de cargas de tensión neta y descargas de succión. Por tanto, permite la construcción de la correspondiente superficie de estado.

2. El **modelo deformacional** establece una 'medida' de deformación plástica, con la que se puede obtener, por ejemplo, el lugar tensional donde el desarrollo plástico es idéntico o líneas de isoplasticidad (Apartado 5.5). Además dicho modelo separa la relación de fenómenos fundamentales en el comportamiento mecánico de los suelos no saturados (acoplamiento, movimiento o apoyo y colapso), de la relación de fenómenos que deformacionalmente podemos considerar como secundarios (independencia del camino tensional para recorridos monótonos y el colapso lleva el suelo no saturado a la línea de consolidación normal del caso saturado) (Apartado 6.2).

3. El **modelo constitutivo** tiene una estructura simple, modular y consistente:

- Se pueden implementar nuevos componentes y/o características; validar los existentes con datos experimentales; o bien, sustituir los modelos de referencia por otros, de forma independiente.
- Su formulación no depende ni del camino tensional elegido, ni de ningún parámetro de referencia (Alonso, Gens & Josa (90); Bolzon, Schrefler & Zienkiewicz (95) y Cui, Delage & Sultan (95)) (Capítulo 5).
- Su formulación no necesita una carga experimental excesiva (Wheeler & Sivakumar (95)).
- Permite establecer una equivalencia entre las componentes de la evolución de los fenómenos dinámicos del suelo no saturado (Capítulo 9):
 - La velocidad de rigidización del suelo (modelo de rigidez).
 - La evolución del movimiento de las superficies de fluencia ó líneas de isoplasticidad (modelo de preconsolidación).
 - La posición tensional neta y magnitud del límite de colapso (modelo de deformabilidad).
 - La evolución de la cohesión (modelo constitutivo de estado crítico).
- Analizando las aportaciones del trabajo planteado, en el marco de los modelos constitutivos elastoplásticos de estado crítico, que describen el comportamiento de los suelos no saturados, podemos decir, hasta donde conocemos, que es el primer modelo que:
 - Establece de forma separada las condiciones iniciales y el comportamiento dinámico del problema mecánico de los suelos no saturados (Apéndice). Esta característica se ilustra en la siguiente Tabla. Para cada componente del modelo constitutivo, se indican cuales son sus condiciones iniciales y como está determinado su comportamiento dinámico:

Modelo Deformabilidad	Modelo	Condiciones iniciales	Comportamiento dinámico
	Rigidez	volumen específico inicial	5 ecuaciones en derivadas parciales de primer orden
	Preconsolidación	superficie fluencia inicial	3 expresiones incrementales
Modelo Constitutivo est. crítico	Modelo	Condiciones iniciales	Comportamiento dinámico
	l.e.c. $(v : p : s)$	volumen específico de estado crítico inicial	1 ecuación en derivadas parciales de primer orden
	l.e.c. $(p : q : s)$		1 expresión incremental

- Presenta gráfica y analíticamente las superficies de estado frontera en el espacio $(v : p : q : s)$, para un modelo constitutivo de estado crítico para suelos no saturados (Capítulo 8).

Consecuentemente, la formulación numérica de este modelo constitutivo permite la resolución de problemas geotécnicos reales de valor en la frontera.

4. En función de los datos raíz experimentales disponibles, correspondientes a distintos tipos de suelos (caolín parcialmente saturado y suelo residual recompactado de baja plasticidad), y de diferentes fenómenos recogidos por los distintos recorridos tensionales (acoplamiento, rigidización y ensayos de rotura) se han **comprobado experimentalmente** las siguientes componentes del modelo:

- Modelo de deformabilidad: Realiza una predicción razonablemente buena de los tests de Josa (88) y Josa et al. (92), utilizando como parámetros las cuatro constantes de rigidez (Capítulos 4 y 7).

- Modelo de rigidez, línea de estado crítico en el espacio $(p : q : s)$ y la relación entre la velocidad de rigidización del suelo y el coeficiente de linealidad de la cohesión del suelo, respecto del nivel de tensión: Realiza una predicción moderadamente buena de los tests de Hoyos (98), utilizando los cuatro parámetros de rigidez y el parámetro alfa (α) (Capítulo 10).

11.2. Líneas futuras de investigación.

Se relacionan a continuación las principales líneas de investigación que se deducen del trabajo desarrollado y expuesto en esta tesis. Dichas líneas de investigación las podemos agrupar de la siguiente forma:

1.- Realización de tests en laboratorio, que reproduzcan fenómenos conocidos, con el fin de obtener suficientes datos raíz experimentales que permitan:

- Validar el resto de las componentes del modelo constitutivo. En el apartado 4.2 se presentan una serie de tests específicos con el fin de validar con un mayor nivel de precisión el modelo de deformabilidad.

- Determinar la superficie de estado correspondiente al modelo que aquí se presenta, y poder compararla estadísticamente a otras superficies de estado (Lloret et al. (85) y Navarro et al. (2000)).

2.- Realización de tests en laboratorio, con el fin de obtener datos raíz experimentales que permitan verificar los resultados que se deducen del presente trabajo.

a) Determinar la validez geotécnica del límite de colapso, y el nivel tensional neto, que obtiene el método de deformabilidad, respecto del máximo de colapso que experimentan algunos suelos (Josa et al. (92)).

b) Validar el resto de las 'equivalencias' entre las siguientes características de los suelos no saturados (respecto del parámetro alfa):

- o La velocidad de rigidización del suelo.
- o La evolución del movimiento de las superficies de fluencia.
- o El lugar tensional neto donde el suelo alcanza aproximadamente su "máximo" de colapso.
- o La variación de la cohesión con la succión.

c) Plantear y resolver numéricamente problemas geotécnicos reales de valor en la frontera.

3.- Realización de nuevos desarrollos.

Como se indicó en la descripción de los objetivos del presente trabajo, el modelo constitutivo básico aquí presentado, es un esquema o esqueleto del comportamiento de un suelo no saturado de referencia. Como consecuencia, una vez validado dicho modelo básico, es necesario 'completarlo' con todos los parámetros necesarios para que sea capaz de reproducir el mayor número de fenómenos, del mayor número de tipos de suelos, para los mayores rangos tensionales. Dicha 'compleción' debería llevarse a cabo, una vez que se hayan determinado analítica y experimentalmente las relaciones entre los tres componentes, utilizando parámetros globales, que sirvan y tengan significado geotécnico en las tres componentes del problema deformacional y de estado de rotura de los suelos no saturados: rigidez, preconsolidación y estado de rotura. En particular, podemos enumerar los siguientes aspectos:

a) Ampliar el rango de validez del modelo, respecto a nuevos fenómenos del comportamiento deformacional de los suelos no saturados; como pueden ser los correspondientes a suelos compactados, plásticos, expansivos, etc; así como con respecto a los límites de los recorridos tensionales.

b) Realizar una formulación del modelo que incluya el fenómeno de máximo de colapso, conforme a los resultados del punto 2 anterior y utilizando valores negativos del parámetro alfa.

c) Realizar una formulación del modelo, modificando las variables de estado tensionales por otras que incluyan la saturación, debido a la necesidad de

tener en cuenta la histéresis de la curva de retención suelo-agua, con el objetivo de poder incorporar en el modelo los efectos de la histéresis hidráulica (Bolzon, Schrefler & Zienkiewicz (96)).

Referencias.

Abaqus/Standard User's Manual & Explicit User's Manual. Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.

Aboustit, B.L., Advani, S.H. & Lee, J.K. (1985). Variational principles and finite element simulations for thermo-elastic consolidation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 29. pp. 49-69.

Alonso, E.E., Gens, A. & Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. *Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn. Engng.*, Dublin, 3, 1087-1146.

Alonso, E.E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40, No. 3. 405-430.

Alonso, E.E., Lloret, A., Delahaye, C.H., Vaunat, J., Gens, A. & Volckaert, G. (1997). Coupled analysis of a backfill hydration test. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 21.

Alonso, E.E., Vaunat, J. & Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54. 173-183.

Aitchison, G.D. & Woodburn, J.A. (69). Soil suction foundation desing. *Proc. 7th ICSMFE*. Mexico, Vol. 2, pp. 1-8.

Atkinson, J.H., Bransby, P.L. The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics. McGraw-Hill Ltd. 1978.

Bailey, C. & Cross, M. (1995). A finite volume procedure to solve elastic solid mechanic problems in three dimensions on an unstructured mesh. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. Vol. 38. 1757-1776.

Balmaceda, A.R. (1991). Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Bear, J. *Hydraulics of Groundwater*. McGraw-Hill Book Company. 1979.

Belytschko, T., Liu, W. K. & Moran, B. *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. John Wiley & Sons, Ltd. 2000.

Boer, R. de. (1996). Highlights in the historical development of the porous media theory: Toward a consistent macroscopic theory. American Society of Mechanical Engineers. Appl. Mech. Rev. Vol. 49, no. 4. pp. 201-262.

Bolzon, G. Schrefler, B.A. & Zienkiewicz, O.C. (1996). Elasto-plastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states. Geotechnique, 46. No. 2. pp. 279-289.

Borregón, J.L. y Elorza, F.J. (2001). Aplicación del método de volúmenes finitos a la modelización del problema de flujo en medio no saturado. Las caras del agua subterránea. Medina y Carrera, eds. IGME. Barcelona, 2001. 847-853.

Booker, J.R. & Small, J.C. (1975). An investigation of the stability of numerical solutions of Biot's equations of consolidation. International Journal Solids Structures. Vol. 11. pp. 907-917.

Brezis, H. Operateurs maximaux monotones et semi-groupes de contractions dans les espaces de Hilbert. North-Holland Publishing Company. 1973.

Bui, H.D. Introduction aux problèmes inverses en mécanique des matériaux. Editions Eyrolles. 1993.

Celia, M.A., Bouloutas, E.T., Zarba, R. L. (1990). A general mass-conservative numerical solution for the unsaturated flow equation. Water Resources Research. Vol. 26, No. 7, 1483-1496.

Ciarlet, P.G. Introduction à l'analyse numérique matricielle et à l'optimisation. Masson. 1985.

Code_Bright. A 3-D program for thermo-hydro-mechanical analysis in geological media. User's Guide. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Barcelona, 2000.

Cui, Y.J., Delage, P. & Sultan, N. (1995). An elasto-plastic model for compacted soils. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, 2, 703-709.

Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. & De Laure, E. (86). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés. Proc. 9th. ECSMFE, Dublin.

Dou, A.S.J. y Mendizabal, A. Ecuaciones en derivadas parciales y su resolución numérica. E.T.S. I. Caminos. UPM. 1984.

Dudley, J.H. (70). Review of collapsing soils. J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE. Vol. 96. SM3. pp. 925-947.

Enresa, Publicación Técnica Num. 03/95. Villar, M. (1995). Thermo-hydro-mechanical characterization of the spanish reference clay material for engineered

barrier for granite and clay HLW repository: Laboratory and small Mock up testing.

Enresa, Publicación Técnica Num. 09/98. Universidad Politécnica de Cataluña. Geomechanics Group (1998). FEBEX: Full-scale engineered barriers experiment in crystalline host rock. Preoperational thermo-hydro-mechanical (THM) modelling of the "in situ" test.

Enresa, Publicación Técnica Num. 10/99. Alonso, E.E., Alcoverro, J. International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE). (1999). Catsius clay project: Calculation and testing of behaviour of unsaturated clay as barrier in radioactive waste repositories. Stage 1: Verification exercises.

Enresa, Publicación Técnica Num. 12/99. Alonso, E.E., Alcoverro, J. International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE). (1999). Catsius clay project: Calculation and testing of behaviour of unsaturated clay as barrier in radioactive waste repositories. Stage 3: Validation exercises at a large "in situ" scale.

Enresa. Pintado, X., Lloret, A., Gens, A y Alonso, E. THM Laboratory Tests in FEBEX Phase 3. Código documento 70-UPC-I-3-01.

Escario, V. y Sáez, J. (1973). Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. Proc. 3rd ICES, Haifa, pp. 195-200.

European Commission. Directorate-General Science, Research and Development. (1996). Volckaert, G., Bernier, F., Alonso, E., Gens, A., Samper, J., Villar, M., Martín-Martín, P.L., Cuevas, J., Campos, R., Thomas, H., Imbert, C. & Zingarelli, V. Thermal-hydraulic-mechanical and geochemical behaviour of the clay barrier in radioactive waste repositories (model development and validation).

Eymard, R. (1992). Problemes non lineaires appliques methodes de volumes finis: Application à la simulation de réservoirs des Méthodes Volumes-Eléments Finis; problèmes de mise en oeuvre. Université de Savoie. Département Mathématiques. Clamart. pp. 214-230.

Eymard, R. et Gallouët, T. (1993). Convergence d'un schéma de type éléments finis-volumes finis pour un système formé d'une équation elliptique et d'une équation hyperbolique. Mathematical modelling and numerical analysis. Vol. 27, n. 7, p. 843-861.

Eymard, R., Gallouët, T & Herbin, R. Finite Volume Methods. Handbook of Numerical Analysis. P.G. Ciarlet, J.L. Lions eds. 1997.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. Soil mechanics for unsaturated soils. John Willey & Sons, Inc. 1993.

Gallouët, T. (1992). *Problemes non lineaires appliques methodes de volumes finis: An introduction to Finite Volume Methods*. Université de Savoie. Département Mathématiques. Clamart. pp. 1-85.

Gambolati, G., Teatini, P., Baù, D. & Ferronato, M. (2000). Importance of poroelastic coupling in dynamically active aquifers of the Po river basin, Italy. *Water Resources Research*. Vol. 36. No. 9. pp. 2443-2459.

Gatmiri, B., Delage, P., Seyed, M. & Fry, J.J. (1997). A new suction-based mathematical model for thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated porous media. *Proc. Sixth Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics. NUMOG VI. Montreal*. Pietruszczak & Pande eds. Balkema, Rotterdam. pp. 291-296.

Gawin, D., Baggio, P. & Schrefler, B.A. (1995). Coupled heat, water and gas flow in deformable porous media. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*. Vol. 20. pp. 969-987.

Gawin, D., Schrefler, B.A. (1996). Thermo-hydro-mechanical analysis of partially saturated porous materials. *Engineering Computations*, Vol. 13. No. 7, 113-143.

Gatmiri, B. & Delage, P. (1997). A formulation of fully coupled thermal-hydraulic-mechanical behaviour of saturated porous media - numerical approach. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 21. pp. 199-225.

Gens, A. (1996). Constitutive modelling: Application to compacted soils. *1st. Int. Conf. on unsaturated soils*. Paris, 3. 1179-1200.

Gens, A., Garcia-Molina, A.J., Olivella, S., Alonso, E.E. & Huertas, F. (1998). Analysis of a full scale in situ test simulating repository conditions. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 22.

Gens, A. & Olivella, S. (2000). Coupled thermo-hydro-mechanical analysis of saline materials. Application to radioactive waste containment. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. EC-COMAS 2000*. Barcelona.

Haverkamp, R., Vauclin, M., Touma, J. Wierenga, P.J. & Vachaud, G. (1977). A comparison of numerical simulation models for one-dimensional infiltration. *Soil Sci. Soc. Am. Journal*. Vol. 41. pp. 285-294.

Hoyos, L.R.(1998). Experimental and computational modeling of unsaturated soil behavior under true triaxial stress states. *Tesis doctoral*. Georgia Institute of Technology, Atlanta, Ga., USA.

Josa, A., Alonso, E.E., Lloret, A., Gens, A. (1987). Stress-strain behaviour of partially saturated soils. Proc. 9th European Conf. Soil. Mechanics and Fdn. Engng., Dublin, 561-564.

Josa, A. (1988). Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

Josa, A., Balmaceda, A., Gens, A. & Alonso, E.E. (1992). An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse. Proc. 3rd Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona 1, 815-826.

Kharkhour, H. & Jabbouri, A. (2000). An axisymmetric modelling on thermo-poro-elasticity of an underground radioactive wastes disposal. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. ECCOMAS 2000. Barcelona.

Kikuchi, N. Finite element methods in mechanics. Cambridge University Press. 1987.

Ledesma A., Chan A.H.C., Vaunat J. & Gens A. Finite Element formulation of an elasto-plastic model for partially saturated soils. Fourth International Conference on Computational Plasticity (COMPLAS IV). Fundamentals and Applications, eds. DRJ Owen, E Oñate and E Hinton, Barcelona, Spain, 3-6 April 1995, p.1677-1688, Pineridge Press, Swansea UK.

Lewis, R.W., Schrefler, B.A. The finite element in the deformation and consolidation of porous media. John Wiley & Sons. 1986.

Lewis, R.W., Schrefler, B.A. The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media. 2nd Edition. John Wiley & Sons. 1998.

Li, X., Thomas, H.R. & Fan, Y. (1999). Finite element method, constitutive modelling and computation for unsaturated soils. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Vol. 169. pp. 135-159.

Lloret, A., Alonso, E.E. (1980). Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. Géotechnique 30, No. 4, 449-477.

Lloret, A., Alonso, E.E. (1985). State surfaces for partially saturated soils. Proc. 11th Int. Conf. Mechanics Foundations Engineering, San Francisco, 2, 557-562.

Malvern, L.E. Introduction to the mechanics of a continuous medium. Prentice-Hall, Ind. 1969.

Maswoswe, J. (85). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. Ph. D. Thesis, Imperial College, Londres.

Matyas, E.L. & Radhakrishna, H.S. (68). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique*, Vol. 18. N4. pp. 432-448.

Mitchell, J.K. Fundamentals of soil behavior. 2nd Edition. John Wiley & Sons, Inc. 1993.

Navarro, V., Alonso, E.E. (2000). Modeling swelling soils for disposal barriers. *Computers and Geotechnics* 27, 19-43.

Ng, A.K.L., Small, J.C. (2000). Use of coupled finite element analysis in unsaturated soil problems. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics*. 24, 73-94.

Oldecop, L.A. & Alonso, E.E. (2001). A model for rockfill compressibility. *Géotechnique* 51, No. 2, 127-139.

Olivella, S., Carrera, J., Gens, A. & Alonso, E. (1994). Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. *Transport in Porous Media*. Vol. 15. pp. 271-293.

Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. & Alonso, E. (1996). Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGTH) for the coupled analysis of saline media. *Engineering Computations*. Vol. 13. No. 7. pp. 87-112.

Ortiz, M. & Simo, J.C. (1986). An analysis of a new class of integration algorithms for elastoplastic constitutive relations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*. Vol. 23. pp. 353-366.

Owen, D.R.J., Hinton, E. Finite elements in plasticity. Theory and practice. Pineridge Press Limited. 1980.

Pan, L., Warrick, A.W. & Wierenga, P.J. (1996). Finite element methods for modeling water flow in variably saturated porous media: Numerical oscillation and mass-distributed schemes. *Water Resources Research*. Vol. 32. No. 6. pp. 1883-1889.

Pestana, J.M. & Whittle, A.J. (1999). Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 23. pp. 1215-1243.

Potts, D.M. & Zdravkovic, L. Finite element analysis in geotechnical engineering. Thomas Telford. 1999.

Pousada, E. (1984). Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succión controlada. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Radovitzky, R. & Ortiz, M. (1998). Error estimation and adaptive meshing in strongly nonlinear dynamic problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*.

Reddy, B.D. & Simo, J.C. (1995). Stability and convergence of a class of enhanced strain methods. *SIAM Journal Numerical Analysis*. Vol. 32. No. 6, 1729-1749.

Robbe, M.F., Cany, F., Dangla, P. & Lassabatère, T. (2000). Evaluation of the influence of various parameters on a clay barrier resaturation in isothermal conditions. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering*. ECCOMAS 2000. Barcelona.

Robinet, J.C., Pakzad, M., Jullien, A. & Plas, F. (1999). A general modelling of expansive and non-expansive clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 23. pp. 1319-1335.

Robles, J. y Elorza, F.J. (2001). Formulación de un modelo de rigidez para suelos no saturados. *Las caras del agua subterránea*. Medina y Carrera, eds. IGME. Barcelona, 2001. 855-861.

Robles, J. & Elorza, F.J. (2001). An isotropic constitutive model for unsaturated soils. *International Workshop on Environmental Geomechanics*. Monte Verità. Ascona, Switzerland, June 30-July 5, 2002 (accepted abstract).

Rodríguez, R. (1998). Metodología de estimación automática de parámetros de suelos arenosos en ensayos presiométricos. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Rodríguez, R. & Elorza, F.J. (2000). Sandy soils parameter identification by means of simulated annealing techniques. *Rivista Italiana di Geotecnica*. Vol. 4. pp. 48-59.

Romero, E., Gens, A. & Lloret, A. (1999). Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Engineering Geology*, 54. 117-127.

Roscoe, K.H. & Burland, J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of "wet" clay. In *Engineering plasticity*. Cambridge: CUP.

Sabbagh, A. (2001). Análisis teórico-experimental del comportamiento tensión-deformación de las arcillas expansivas considerando la trayectoria de tensiones. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Samper, F.J. y Carrera, J. Geoestadística. aplicaciones a la hidrología subterránea. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. UPC. 1990.

Simo, J.C. & Taylor, R.L. (1986). A return mapping algorithm for plane stress elastoplasticity. International Journal for Numerical Methods in Engineering. Vol. 22. pp. 649-670.

Sloan, S.W. & Abbo, A.J. (2000). Consolidation analysis with automatic time stepping and error control. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. ECCOMAS 2000. Barcelona.

Teatini, P., Baú, D. & Gambolati, G. (2000). Water-gas dynamics and coastal land subsidence over Chioggia Mare field, northern Adriatic Sea. Hydrogeology Journal. Vol. 8. pp. 462-479.

Thomas, H.R., He, Y. (1995). Analysis of coupled heat, moisture and air transfer in a deformable unsaturated soil. Géotechnique 45, No. 4, 677-689.

Thomas, H.R. (1997). On the validation of a model of coupled heat and moisture transfer in unsaturated soil. Proc. Sixth Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics. NUMOG VI. Montreal. Pietruszczak & Pande eds. Balkema, Rotterdam. pp. 283-289.

Thomas, H.R., He, Y. (1998). Modelling the behaviour of unsaturated soil using an elasto-plastic constitutive relationship. Géotechnique 48, No. 5, 589-603.

Thomas, H.R., Yang, H.T. & He, Y. (1998). A sub-structure based parallel solution of coupled thermo-hydro-mechanical modelling of unsaturated soil. Engineering Computations. Vol. 16. No. 4. pp. 428-442.

Thomas, H.R., He, Y. & Onofrei, C. (1998). An examination of the validation of a model of the hydro/thermo/mechanical behaviour of engineered clay barriers. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 22. pp. 49-71.

Thomas, H.R. & Cleall, P.J. (2000). A validation exercise for THM modelling in unsaturated soil. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. ECCOMAS 2000. Barcelona.

Thomé, F. (1993). Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada. Tesis Doctoral. Cuadernos de Investigación C36. CEDEX. Madrid.

UPC. (1996). TMH Laboratory tests in FEBEX phase 3. 70-UPC-L-3-01, Barcelona.

Vaunat, J., Gens, A. & Jommi, C. (1997). A strategy for numerical analysis of the transition between saturated and unsaturated flow conditions. *Numerical Models in Geomechanics*. Pietruszczak & Pande eds. Balkema. pp. 297-302.

Vaunat, J., Romero, E. & Jommi, C. (2000). An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *Proc. Int. Workshop on Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*. Trento, 2000, 121-138.

Vallejan, B., Olivella, S. & Gens, A. (2000). Drying-hydration process in a bentonite barrier constructed as an isolation component in a nuclear waste repository. *European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. ECCOMAS 2000*. Barcelona.

Verruijt, A. *Computational Geomechanics*. Kluwer Academic Publishers, 1995.

Vicente, S. de. *Modelos matemáticos en ecuaciones en derivadas parciales de la fısica y la ingeniería*. Universidad de Oviedo, 1996.

Vila, J.-P. (1992). Problemes non lineaires appliques methodes de volumes finis: Convergence and error estimates in Finite Volume schemes for general multidimensional scalar conservation laws: I Explicit Monotone schemes. *Université de Savoie. Département Mathématiques*. Clamart. pp. 214-230.

Villar, M.V. (1999). Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests. *Engineering Geology*. Vol. 54. pp. 67-73.

Villar, M.V. (2001). *Caracterización termo-hidro-mecánica de una bentonita de Cabo de Gata*. Tesis doctoral. Universidad Complutense de Madrid.

Wheeler, S.J. & Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique* 45, No. 1, 35-53.

Wheeler, S.J. & Karube, D. (1996). Constitutive modelling. 1st. Int. Conf. on unsaturated soils. Paris, 3. 1323-1356.

Wood, D.M. *Soil Behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press. 1990.

Yong, R.N., Japp, R.D. & How, G. (70). Shear strength of partially saturated soils. *Proc. 4th Asian Reg. Conf. on SMFE*. Bangkok, pp. 183-187.

Yudhbir (82). Collapsing behaviour of residual soils. *Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf.*, Hong-Kong, Vol. 1, pp. 915-930.

Zaman, M., Gioda, G. & Booker, J. Modeling in Geomechanics. John-Wiley & Sons Ltd. 1998.

Zeng, L, Olsson, J.O.M. & Wiberg, N.-E. (2000). Road mechanics-finite element analysis of a multi physics problem. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering. ECCOMAS 2000. Barcelona.

Zhou, Y., Rajapakse, R.K.N.D., Graham, J., (1998a). Coupled heat-moisture-air transfer in deformable unsaturated media. Journal of engineering mechanics. October 1998. 1090-1099.

Zhou, Y., Rajapakse, R.K.N.D., Graham, J., (1998b). A coupled thermo-poroelastic model with thermo-osmosis and thermal-filtration. International Journal Solids Structures. Vol. 35. Nos 34-35. pp. 4659-4683.

Zhou, Y., Rajapakse, R.K.N.D., Graham, J., (1998c). Coupled consolidation of a porous medium with a cylindrical or a spherical cavity. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 22. pp. 449-475.

Zhou, Y., Rajapakse, R.K.N.D., Graham, J., (1999). Coupled fields in a deformable unsaturated medium. Int. J. of Solids and Structures 36. 4841-4868.

Zienkiewicz, O.C. (1992). Computational mechanics today. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 34, 9-33.

Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A., Shiomi, T. Computational Geomechanics with special reference to earthquake engineering. John Willey & Sons, Inc. 1998.

Apéndice: Resumen de la formulación del modelo constitutivo.

Presentamos en este Apéndice un resumen de la formulación del modelo constitutivo. Utilizamos la notación del apartado 2.3 anterior.

El modelo constitutivo se divide en una parte estática o condición inicial y en otra parte dinámica que viene dada por ecuaciones en derivadas parciales y por expresiones incrementales. A continuación presentamos la formulación del modelo constitutivo, componente a componente, mostrando por un lado las condiciones iniciales de la parte estática, y por otro, las ecuaciones y expresiones incrementales de la parte dinámica. Las condiciones iniciales, parámetros, ecuaciones en derivadas parciales y expresiones incrementales que conforman el modelo se han obtenido de los apartados 2.3, 3.2.3, 5.3, 6.1.1, 8.3 y 9.2 anteriores.

En la Tabla A.1 se presentan las condiciones iniciales y parámetros, para cada uno de los componentes del modelo constitutivo. En dicha tabla se realiza una diferenciación entre las condiciones iniciales y parámetros que proceden del correspondiente modelo del caso saturado, y aquellas condiciones y parámetros que corresponden con el modelo no saturado.

Condiciones iniciales y parámetros.						
Modelo Constitutivo	Modelo Deformabilidad	Modelo	c.i. (sat)	c.i. (nosat)	param. (sat)	param. (nosat)
		Rigidez		v_0	λ, \varkappa λ_s, \varkappa_s	α
		Preconsolidación	p_0^* s_0^*	p_0'	λ, \varkappa λ_s, \varkappa_s	α
	Modelo Const. est. crítico.	Modelo	c.i. (sat)	c.i. (nosat)	param. (sat)	param. (nosat)
		lec (p;q:s)			M	α
		lec (v;p:s)		Γ'	M, λ, \varkappa λ_s, \varkappa_s	α

Tabla A.1 : Condiciones iniciales y parámetros de cada componente del modelo constitutivo.

En la Tabla A.2 se presentan las ecuaciones en derivada parciales y las expresiones incrementales que constituyen la parte dinámica de cada componente del modelo constitutivo.

Ecuaciones en derivadas parciales y expresiones incrementales.			
Modelo Constitutivo	Modelo Deformabilidad	Modelo	e.d.p. o expresión incremental
		Rigidez	$dv [dp] = -\lambda \frac{d(p_0 + \alpha s_1)}{p_0 + \alpha s_1}, p = p_0$ $dv [dp] = -\varkappa \frac{d(p + \alpha s_1)}{p + \alpha s_1}, p < p_0$ $dv [ds] = -\lambda_s \frac{d(s_0 + p_1)}{s_0 + p_1}, s = s_0$ $dv [ds] = -\varkappa_s \frac{d(s + p_1)}{s + p_1}, s < s_0$
		Preconsolidación	$dv [ds] = -\varkappa_s \frac{d(s_2 + p_2)}{s_2 + p_2} - (\lambda - \varkappa) \frac{d(\alpha s_3 + p_3)}{\alpha s_3 + p_3}$ $\frac{p_2 + \alpha s_c}{p_1 + \alpha s_c} = \frac{p'_2 + \alpha s}{p'_1 + \alpha s}$ $\frac{s_2 + p_c}{s_1 + p_c} = \frac{s'_2 + p}{s'_1 + p}$ $\left(\frac{p_c + s}{p_c + s_0} \right)^{\lambda_s - \varkappa_s} = \left(\frac{p_1 + \alpha s_c}{p_0 + \alpha s_c} \right)^{\lambda - \varkappa}$
	Modelo Const. est. crítico.	Modelo	e.d.p. y expresión incremental
		lec (p:q:s)	$q = M(p + \alpha s_1)$
		lec (v:p:s)	$dv [dp_{ec}] = (\varkappa - \lambda) \frac{d(2p_{ec} + 3\alpha s_1)}{2p_{ec} + 3\alpha s_1} - \varkappa \frac{d(p_{ec} + \alpha s_1)}{p_{ec} + \alpha s_1},$ $p_{ec} > \frac{p_0}{2} - \alpha s_1$

Tabla A.2 : Ecuaciones en derivadas parciales y expresiones incrementales, correspondientes a cada componente del modelo constitutivo.

En la Tabla A.3 se presentan las expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas, elásticas y plásticas, del modelo de deformabilidad. En la Figura A.1 se muestran las posiciones tensionales de dichas deformaciones volumétricas. Asimismo, en la Tabla A.3 se muestra la expresión analítica de la superficie de fluencia, en el espacio $(p : q : s)$, del modelo constitutivo de estado crítico. La figura y las expresiones se han obtenido de los apartados 6.1.2, 8.2.2 y 9.2 anteriores.

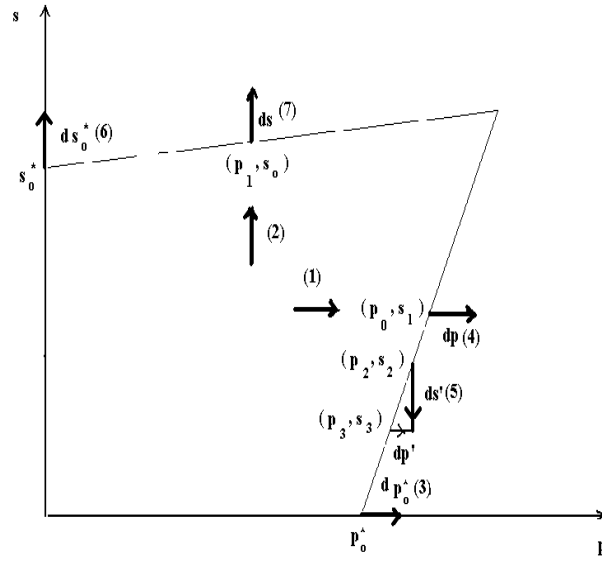


Figura A.1 : Posición tensional de las deformaciones volumétricas del modelo de deformabilidad.

Deformaciones volumétricas y superficie de fluencia.		
Modelo Consti- tutivo		
Modelo Deforma- bilidad		
Modelo Const. est. crítico.		

Tabla A.3 : Expresiones analíticas de las deformaciones volumétricas del modelo de deformabilidad, y de la superficie de fluencia del modelo constitutivo de estado crítico.